

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle communicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch (ZEBRA)

Évaluation de l'état de ponts pendant leur démolition (ZEBRA)

Condition Survey of Bridges during their Demolition (ZEBRA)

Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich
Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK)
Prof. Thomas Vogel, dipl. Bauing. ETH/SIA
Reto Bargähr, dipl. Bauing. ETH/SIA

Forschungsauftrag AGB1998/101 (86/98) auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

November 2006 **608**

Vorwort

Ausgangspunkt dieser Arbeit war die Tatsache, dass im Rahmen des Projekts *Bahn 2000* der SBB mehrere Brückenobjekte der Nationalstrasse A1 abgebrochen werden mussten und im Nationalstrassennetz weitere Brückenabbrüche aus den verschiedensten Gründen anstanden. Aus der Arbeitsgruppe Brückenforschung wurde die Forschungsstelle angefragt, ob sie interessiert wäre, solche Abbrüche wissenschaftlich zu begleiten und eine geeignete Rahmenorganisation aufzuziehen und zu leiten.

Brückenabbrüche wurden bisher nur in Einzelfällen, nicht aber systematisch benutzt um zusätzliche Erkenntnisse über das "Innenleben" von Brücken zu gewinnen. Ganz anders als in der Medizin, die sich erst durch die Sektion und ihre gesellschaftliche Billigung zu einer Wissenschaft entwickeln konnte.

Das Projekt ZEBRA ist inzwischen (wohl auch dank des einprägsamen Kürzels) bei vielen Bauherren, Ingenieuren, Unternehmern und Forschern zu einem Begriff geworden.

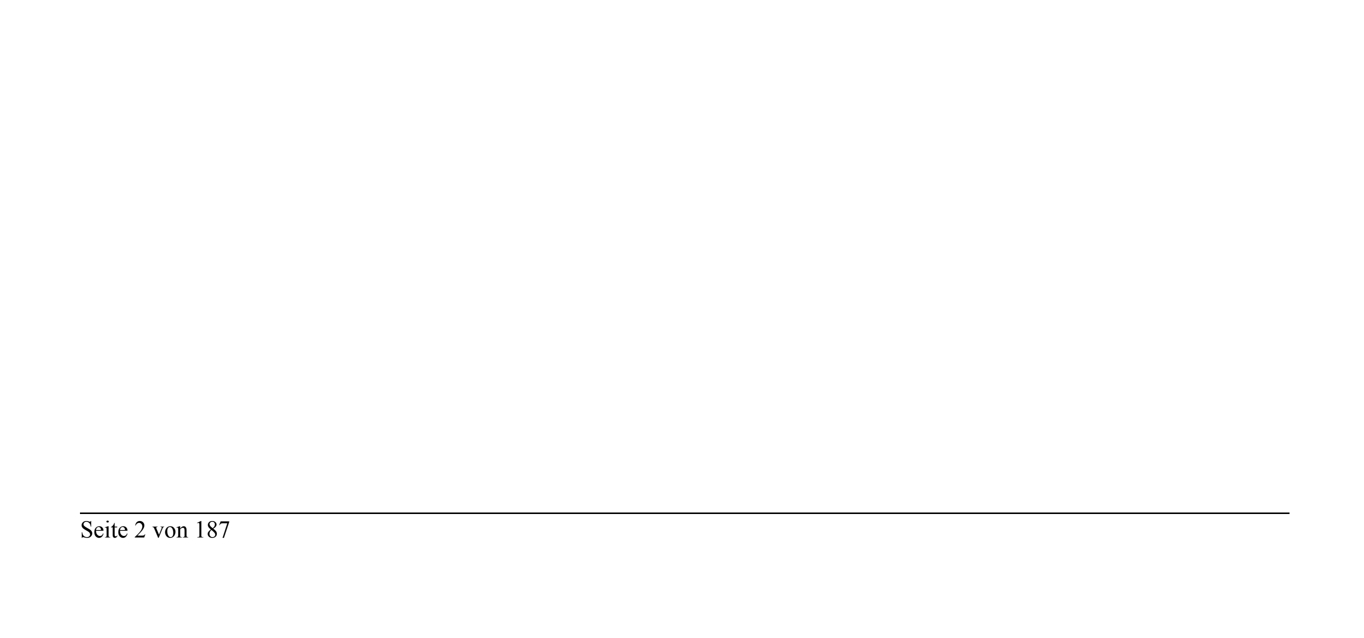
Bei all diesen Personen möchte ich mich bedanken, insbesondere bei

- der Arbeitsgruppe Brückenforschung und deren Begleitkommission D, die das Projekt betreut hat,
- der Expertengruppe, die uns in jeglicher Hinsicht unterstützt, viele Bauherrschaften motiviert und viel eigenes Wissen und Können eingebracht hat,
- allen Bauherrschaften, die zu Lasten ihrer Baukredite Untersuchungen ermöglicht haben,
- allen Bauleitungen, die die Erschwernisse durch unsere Wünsche in Kauf genommen und in geordnete Bahnen gelenkt haben,
- allen Ingenieurbüros, die Zustandserfassungen durchgeführt und die Abbrüche dokumentiert haben,
- allen Unternehmern, die allenfalls durch uns behindert wurden,
- meinen Assistenten und wissenschaftlichen Mitarbeitern, die sich um alle Details und die Termine kümmern mussten,
- meiner Sekretärin, die all die nicht ganz trivialen Abrechnungen vornahm.

Das Thema bleibt aktuell und die Methode hat weiteres Potenzial. Möge der vorliegende Bericht dazu dienen weitere Projekte, die in diese Richtung gehen, zu initiieren.

Zürich, November 2006

Prof. Thomas Vogel
Institut für Baustatik und Konstruktion
ETH Zürich



Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung

Das Forschungsprojekt *ZustandsErfassung von BRücken bei deren Abbruch* (ZEBRA) bildete die Rahmenorganisation für Untersuchungen an Brücken in der Schweiz, deren Abbruch zwischen 1997 und 2004 geplant war.
Im vorliegenden Schlussbericht des Projekts werden in einer Einleitung Motivation und Ziele genauer erläutert und die gewählte Organisationsform dargestellt (Kapitel 1). Beim Abbruch einer Brücke fallen wertvolle Informationen an, die nur mit grossem Aufwand beschafft werden können, wenn das Tragwerk seine Funktion weiterhin erfüllen soll. Zerstörende Untersuchungsmethoden sind uneingeschränkt anwendbar. Für die Zustandserfassungen verschiedener Bauteile wurden Vorgehensweisen erarbeitet, welche die wesentlichen Grössen erkennen und ihre einheitliche Erfassung erlaubten. Dies ermöglichte den Vergleich der einzelnen Objekte und eine statistische Auswertung im Rahmen des Gesamtprojektes. Die zerstörende Untersuchung des Tragwerkes lieferte Daten, welche als Grundlage oder als Hilfsmittel für andere Forschungsarbeiten dienten. Neue Erkenntnisse über das Langzeitverhalten von Werkstoffen und Bauteilen fördern z.B. das Verständnis von Schädigungs- oder von Versagensmechanismen. Der beim Abbruch einer Brücke erfasste Zustand kann zur Zustandsbeurteilung ähnlicher Objekte herbeigezogen werden. Dadurch kann die Überprüfung ähnlicher Objekte zielgerichteter erfolgen und die Massnahmenplanung erleichtert werden. Ein Sammeln von so gewonnenen Informationen muss langfristig und koordiniert geschehen, damit eine einheitliche Methodik und Datenstruktur gewährleistet ist, vergleichbare Resultate gewonnen werden und so auch eine eventuelle statistische Auswertung möglich ist.
Die Datenbank der Abbruchobjekte, die schliesslich 89 Brücken enthielt, von welchen 82 in der Berichtsperiode abgebrochen wurden, wird in Kapitel 2 näher beschrieben. Insbesondere werden die einzelnen Datenformate, Kriterien und Abgrenzungen erläutert sowie die Vorgehensweise um eine möglichst vollständige Datenerfassung zu erreichen.
Dies ist die Grundlage für eine statistische Auswertung der Datenbank (Kapitel 3.1), die bereits erste Erkenntnisse liefert. Ausgewertet wurden die Verteilung bezüglich der involvierten Verkehrsträger, der Tragwirkung in Längsrichtung, Bauart bzw. Baustoff, Querschnittsgeometrie und Brückenalter beim Abbruch. Die primären Abbruchgründe sind vor allem eine neue Linienführung des über die Brücke geführten Verkehrsträgers, Änderungen am überquerten Verkehrsträger (Hindernis), Ersatz durch Tunnel oder Eindeckung, Schäden und Mängel und schliesslich Erreichen der geplanten Nutzungsdauer. Höhere Einwirkungen aus Verkehr sind selten ein primärer häufig jedoch ein sekundärer Abbruchgrund.
Beim Zustand schwer zugänglicher, kritischer und gefährdeter Bauelemente (Kapitel 3.2) liegt das Schwergewicht bei den Spanngliedern, wo neue Erkenntnisse gewonnen werden konnten. Die heute noch gebräuchlichen Spannsysteme haben sich bewährt. Mit Korrosion des Spannstahls muss jedoch in den Fällen gerechnet werden, in welchen alle Barrieren gegenüber Chloriden aus dem Strassenraum versagen. Bei Lagern und Gelenken, die für Inspektionen zugänglich waren, ergaben sich beim Abbruch wenig neuen Erkenntnisse. Dort wo sie unzugänglich waren, bewegten sich die Befunde im Rahmen dessen, was auf Grund der Exposition zu erwarten war. An Fundationen wurden keine Schäden oder Mängel festgestellt.
Zu den Erfolgen früherer Instandhaltungs- und Instandsetzungsmassnahmen (Kapitel 3.3) sind einzelne, jedoch keine generellen Aussagen möglich. Die dokumentierten Fälle von Zustandserfassungen von instand gesetzten, ersetzten oder nachträglich angefügten Bauteilen decken nicht den ganzen Bereich von möglichen Massnahmen ab und erscheinen eher zufällig.
Von der grossen Palette von zerstörungsfreien Prüfmethoden (Kapitel 3.4) kamen insbesondere Impact-Echo, Potenzialmessungen, Georadar und dynamische Untersuchungen zum Zuge. Diese wurden meist im Rahmen eigenständiger Projekte angewendet, auf die verwiesen wird.

Die Übereinstimmung von planmässigen und effektiven Abmessungen (Kapitel 3.5) wurde vor allem bei den für Bruchversuche verwendeten Brückenträgern überprüft und ausgewertet. Massabweichungen kommen nicht nur im Ortbetonbau, sondern auch bei vorfabrizierten Bauteilen vor. Letzte Projektänderungen sind mangels nachgeführter Ausführungspläne häufig nicht dokumentiert.
Das Forschungsprojekt ergab weitere Erkenntnisse bezüglich Streuströme (Kapitel 3.6) und einen umfassenden Überblick über die Vor- und Nachteile der denkbaren Rückbauverfahren unter Verkehr (Kapitel 3.7). Grundsätzliche Alternativen sind der Abbruch vor Ort, das Trennen in transportierbare Stücke und das Verschieben mit anschliessendem Abbruch ausserhalb des Verkehrsbereichs. Wichtig für die Konzeptphase der Rückbauplanung sind die einzuhaltenden Randbedingungen, insbesondere die zur Verfügung stehenden Zeitfenster für Verkehrsunterbrüche.
Die Kosten von Zustandserfassungen beim Abbruch (Kapitel 3.8) wurden quantifiziert und Überlegungen zur Archivierung von Unterlagen der abgebrochenen Brücken angestellt (Kapitel 3.9). Somit wurden die gesetzten Ziele in jeglicher Hinsicht weitgehend erreicht (Kapitel 3.10).
Das weitere Vorgehen (Kapitel 4) umfasst insbesondere den Umgang mit nach Projektende anstehenden Brückenabbrüchen und die Zukunft der aufgebauten Datenbank.
Der Bericht mündet in zehn Empfehlungen für die Praxis (Kapitel 5.1), die bei Überprüfungen, bei Erhaltungsmassnahmen und bei Abbrüchen berücksichtigt werden sollten. Zwei weiteren Empfehlungen betreffen die Anpassung von Normenwerken (Kapitel 5.2). Weiterer Forschungsbedarf (Kapitel 5.3) wird zur Dauerhaftigkeit von Beton in feuchtem Milieu, zur Vorspannung mit Kunststoffhüllrohren, zum langfristigen Verhalten von Reprofilierungen, zu zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden für Überprüfungen, zur Ermittlung der effektiven Abmessungen und zur Dokumentation von Kunstbauten ausgewiesen.

Anhang A listet alle 89 in der Datenbank erfassten Objekte mit den wichtigsten Daten und Kennzahlen auf.
Anhang B enthält jene 36 Objekte, die genauer untersucht worden waren, und fasst die Erkenntnisse der detaillierten objektbezogenen Berichte zusammen.

Résumé

Le projet de recherche *Relevé de l'état des ponts lors de leur démolition* (ZEBRA, acronyme du titre en allemand) a constitué le cadre d'investigations sur des ponts en Suisse dont la démolition était planifiée entre 1997 et 2004.
Le présent rapport final de projet décrit plus en détail à la fois la motivation et les objectifs du projet ainsi que la structure organisationnelle retenue (chapitre 1). Lors de la démolition d'un pont, des informations précieuses peuvent être récoltées qui ne sont accessibles qu'avec beaucoup de difficultés dans le cas où l'exploitation de l'ouvrage est poursuivie. Des méthodes destructives d'investigation peuvent être mises en œuvre sans restriction. Des procédures pour le relevé d'état des différents éléments structuraux ont été développées, qui permettent d'identifier et de relever de manière cohérente les paramètres essentiels. Il a ainsi été possible de comparer les différents objets et de procéder à une évaluation statistique dans le cadre du projet global. L'investigation destructive de la structure porteuse a fourni des données qui ont servi de base ou de support pour d'autres projets de recherche. De nouvelles connaissances relatives au comportement à long terme des matériaux de construction et des éléments structuraux exigent par exemple de mieux comprendre les mécanismes de dégradation et de ruine. L'état d'un pont, relevé au moment de sa démolition, peut servir à l'évaluation de l'état d'ouvrages semblables, dont l'examen peut ainsi se dérouler de manière plus ciblée, facilitant en conséquence l'établissement du projet d'interventions. La récolte des informations ainsi obtenues doit se réaliser à long terme et de façon coordonnée afin de garantir une méthodologie et une structure de données cohérentes permettant d'obtenir des résultats comparables et d'en effectuer une évaluation statistique.
La banque de données des objets destinés à la démolition, qui comptait au total 89 ponts dont 82 ont été démolis pendant la durée du projet de recherche, est décrite plus en détail au chapitre 2. Les différents formats des données, critères et délimitations y sont notamment présentés de même que la procédure pour rassembler la récolte des données la plus complète possible.
Ceci constitue la base d'une évaluation statistique des informations de la banque de données (chapitre 3.1), qui fournit déjà des premiers résultats. Les répartitions selon les voies de trafic impliquées, le mode de portance longitudinale de l'ouvrage, le type de construction et de matériau, la géométrie de la section ainsi que l'âge de l'ouvrage au moment de la démolition ont fait l'objet d'évaluations. Les motifs premiers d'une démolition sont principalement le choix d'un nouveau tracé pour l'axe de trafic qui emprunte l'ouvrage, des modifications intervenues sur la voie de trafic franchie (obstacle), le remplacement par un tunnel ou par une tranchée couverte, des dégâts et des défauts ainsi que l'épuisement de la durée de service prévue. Des charges de trafic accrues ne sont que rarement la première cause de démolition.
En ce qui concerne l'état des éléments structuraux difficilement accessibles, cruciaux ou particulièrement exposés (chapitre 3.2), l'accent a été mis sur la précontrainte, un domaine dans lequel de nouvelles connaissances ont été acquises. Les systèmes de précontrainte encore utilisés actuellement se sont révélés fiables. Une corrosion de l'acier de précontrainte peut cependant être attendue dans les cas où toutes les protections contre la pénétration des chlorures sont défaillantes. L'inspection effectuée lors de la démolition des appuis et des articulations qui étaient accessibles durant l'exploitation n'a fourni que peu de nouvelles connaissances. Les relevés d'état des appuis et des articulations inaccessibles durant l'exploitation n'ont pas donné d'autres informations que celles anticipées sur la base de leur exposition. Les fondations ne présentaient ni dégât ni défaut.
La réussite des mesures de maintenance et de remise en état effectuées pendant la durée de service (chapitre 3.3) n'a pu être évaluée que de cas en cas sans pour autant pouvoir en tirer des conclusions générales. Les cas documentés de relevés d'état effectués sur des éléments

structuraux remis en état, remplacés ou ajoutés après coup, ne couvrent pas le domaine complet des mesures possibles et semblent plutôt aléatoires.
Parmi la grande palette des méthodes d'investigation non destructives (chapitre 3.4), les méthodes principalement utilisées étaient l'impact-écho, les mesures de potentiel, le géoradar et les investigations dynamiques. Ces méthodes ont souvent été utilisées sur des ouvrages qui n'ont pas été examinés dans le cadre du projet ZEBRA mais auxquels on s'est référé.
La correspondance des dimensions effectives avec celles indiquées sur les plans (chapitre 3.5) a été vérifiée et analysée, surtout pour les éléments porteurs des ponts qui étaient utilisés pour les essais de rupture. Des écarts dimensionnels significatifs n'ont pas seulement été trouvés pour les éléments bétonnés sur place mais également pour les éléments en béton préfabriqué. Les modifications du projet en cours de construction sont souvent mal documentées car les plans d'exécution n'ont pas toujours été mis à jour.
Le projet de recherche a également fourni de nouvelles connaissances dans le domaine des courants vagabonds (chapitre 3.6) ainsi qu'un aperçu approfondi des avantages et des inconvénients des différentes méthodes de démolition sous trafic (chapitre 3.7). Les variantes principales sont la démolition sur place, le découpage en morceaux transportables ou le ripage latéral suivi de la démolition hors de la zone de trafic. Lors de la phase conceptuelle du projet de démolition, il est important de prendre en compte les conditions cadres, notamment les périodes de temps à disposition pour l'interruption du trafic.
Les coûts des relevés d'état pendant la démolition ont été quantifiés (chapitre 3.8) et des réflexions relatives à l'archivage des documents des ponts déconstruits ont été faites (chapitre 3.9). Les objectifs fixés ont été largement atteints et ceci à tout point de vue (chapitre 3.10).
La démarche future (chapitre 4) comprend notamment la manière dont il faut traiter les ponts qui vont être démolis après la fin de ce projet de recherche et l'avenir de la banque de données existante.
Le rapport se conclut par dix recommandations à l'usage de la pratique (chapitre 5.1), qui devront être respectées en cas d'examens, de mesures de maintenance ou de démolitions. Deux recommandations supplémentaires concernent la mise à jour des normes (chapitre 5.2). Un besoin supplémentaire de recherche est identifié et concerne les domaines de la durabilité du béton en milieu humide, de la précontrainte avec des gaines en matière synthétique, du comportement à long terme des rhabillages, des méthodes d'investigation non destructives, du relevé des dimensions effectives ainsi que de la documentation des ouvrages d'art.

L'annexe A fait la liste des 89 objets contenus dans la banque de données avec leurs principales données caractéristiques.
L'annexe B contient les 36 objets qui ont subi une investigation plus détaillée et récapitule les connaissances des rapports de détail relatifs aux objets.

Summary

The research project *Condition Survey of Bridges during their Demolition* (ZEBRA; acronym of the German project title) formed the framework for investigations on bridges in Switzerland that where planned to be demolished between 1997 and 2004.
In the introduction to this final project report motivation and goals are explained in detail and the chosen organisation presented (chapter 1). During the demolition of bridges valuable information can be gained. This information would have to be obtained at great expense or not at all if the structure had to maintain its function. Destructive testing methods can be applied without restrictions and the results of earlier investigations can be verified. For the condition survey of different structural elements procedures were developed, which identified the relevant parameters and allowed for a consistent filing. This facilitated a comparison of the individual objects and a statistical analysis in the framework of the overall project. Destructive tests on structures provided data, which served as a basis or an aid for other research projects. As an example, new findings on the long-term behaviour of materials and structural components support the comprehension of deterioration and failure mechanisms. The condition assessed during the demolition of a bridge can be the starting point for the condition survey of similar objects. This helps by better targeting those latter condition surveys and facilitates the planning of remedial measures. The collection of according data is a long-term issue that has to be coordinated in order to ensure both, a uniform methodology and data structure, and to obtain comparable results that allow for a possible later statistical analysis.

The database of objects to be demolished, which finally contained 89 bridges with 82 of them being dismantled within the project period, is explained in chapter 2. The emphasis lies on data formats, criteria and classifications, as well as the procedures to reach coverage as complete as possible.
This is the basis for the statistical analysis of the database (chapter 3.1), which produced first results. Analysed were the distribution with respect to involved carriers, longitudinal structural systems, construction types and materials, respectively, types of cross section and bridge age at time of demolition. The primary reasons for demolition were: a new alignment of the road or railway line crossing the bridge, changes to the obstacle which usually was also a traffic line, replacement of the bridge by a cut-and-cover-tunnel to take the road beneath the obstacle, faults and deterioration and finally reach of the planned service life. Only in a few cases were higher traffic loads the principal reason for demolition, but often there were a secondary cause.
Concerning the condition of badly accessible, crucial and endangered structural elements (chapter 3.2), post-tensioning was a major concern and new insights could be gained. The post-tensioning systems used up to the present day have stood the test of time. Corrosion may occur, however, in cases where all barriers to the chlorides originating from the traffic space fail. Less results could be produced on bearings and hinges and for foundations the approach turned out not to be suitable. Those being accessible in use did not reveal new results after demolition. Those being inaccessible in use showed results that were expected regarding their exposition. At foundations no damages or defects were found.
On the success of prior maintenance and rehabilitation methods (chapter 3.3) some special but no general conclusions can be drawn. The documented cases of condition surveys of rehabilitated, replaced or added structural elements do not cover the whole range of possible remedial measures and look more at random.

From the wide range of non-destructive testing methods (chapter 3.4) impact echo, half-cell potential measurement, ground-penetration radar and dynamic investigations were used. Most of them were applied as parts of independent projects to which references are made.
The coincidence of planned and executed dimensions (chapter 3.5) was checked and interpreted especially for bridge girders that were used for loading tests up to failure. Dimensional deviations not only occur for cast-in-place structures but also for precast elements. For lack of actual as-built plans last project modifications often are not documented.
Further insights of the research project were new findings on stray currents (chapter 3.6) and a comprehensive overview on possible demolition methods and their pros and cons regarding to demolition under traffic conditions (chapter 3.7). Fundamental alternatives are on site demolition, cutting into transportable pieces and moving apart with subsequent demolition far from traffic space. Important for the conceptual phase of demolition planning are boundary conditions to be followed like available slots for traffic interruption.
Costs of condition survey during demolition (chapter 3.8) were quantified and considerations made on filing documents of dismantled bridges (chapter 3.9). Thus the given objectives where achieved to a large extent in any respect (chapter 3.10).
Further actions (chapter 4) described are the proceedings with bridge demolitions arising after the project end and the future of the established database.
The report ends with ten recommendations for practice to be followed (chapter 5.1) covering the examination, the remedial measures and the demolition phase. Another two recommendations deal with the adjustment of standards (chapter 5.2). Needs for further research (chapter 5.3) were identified concerning the durability of concrete in a wet environment, post-tensioning with polyethylene ducts, the long-term behaviour of concrete patches, non-destructive testing methods for structural examinations, the determination of as-built measures and the inventory of engineering structures.

Appendix A lists all 89 objects enclosed in the database with the most important data and benchmarks.
Appendix B contains those 36 objects that were investigated in more detail and summarizes the findings of the detailed object-oriented reports.

1 Einleitung

1.1 Motivation

Beim Abbruch einer Brücke fallen wertvolle Informationen an, die nur mit grossem Aufwand beschafft werden können, wenn das Tragwerk seine Funktion weiterhin erfüllen soll. Zerstörende Untersuchungsmethoden sind uneingeschränkt anwendbar.
Ein Sammeln von so gewonnenen Informationen muss langfristig und koordiniert geschehen, damit eine einheitliche Methodik und Datenstruktur gewährleistet ist, vergleichbare Resultate gewonnen werden und so auch eine eventuelle statistische Auswertung möglich ist.
Das Forschungsprojekt *ZustandsErfassung von BRücken bei deren Abbruch* (ZEBRA) bildet die Rahmenorganisation für die Zustandserfassung der einzelnen Abbruchobjekte sowie für die zentrale Sammlung und Verarbeitung der anfallenden Daten.

1.2 Ziele

Für die Zustandserfassungen verschiedener Bauteile (z.B. Spannglieder, Fundamente) sollen Vorgehensweisen erarbeitet werden, welche die wesentlichen Grössen erkennen und ihre einheitliche Erfassung erlauben. Dies ermöglicht den Vergleich der einzelnen Objekte und eine statistische Auswertung im Rahmen des Gesamtprojektes.
Die zerstörende Untersuchung des Tragwerkes soll Daten liefern, welche als Grundlage oder als Hilfsmittel für Forschungsarbeiten dienen können. Neue Erkenntnisse über das Langzeitverhalten von Werkstoffen und Bauteilen können z.B. das Verständnis von Schädigungsmechanismen (Korrosion, Ermüdung etc.) oder von Versagensmechanismen fördern.
Der beim Abbruch einer Brücke erfasste Zustand kann zur Zustandsbeurteilung ähnlicher Objekte herbeigezogen werden. Dadurch kann die Überprüfung ähnlicher Objekte zielgerichteter erfolgen und die Massnahmenplanung erleichtert werden.

1.3 Nutzen für den Auftraggeber

Durch Zustandserfassungen beim Abbruch einer Brücke erhält die für den Unterhalt verantwortliche Organisation ein direktes Feed-back über die Wirksamkeit ihrer Massnahmen. Sie kann dadurch ihre Erhaltungsmassnahmen optimieren und Überprüfungen zielgerichtet durchführen

1.4 Auftrag

Mit Schreiben vom 16. November 1998 erteilte das Bundesamt für Strassen (ASTRA) den Forschungsauftrag Nr. 86/98 für das Projekt *ZustandsErfassung von BRücken bei deren Abbruch* (ZEBRA*)*.
Der Auftrag lautete wörtlich:

> "Das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich (Projektleiter: Herr Prof. T. Vogel) wird beauftragt, eine Rahmenorganisation für die Zustandserfassung von Abbruchobjekten und die zentrale Sammlung und Verarbeitung der Daten zu schaffen sowie bauteilspezifische Vorgehensweisen der Zustandserfassung zu erarbeiten. die Forschungsarbeiten sollen zudem neue Erkenntnisse über relevante Schädigungs- und Versagensmechanismen sowie Erkenntnisse für Überprüfungen ähnlicher Objekte liefern."

Nach Neuorganisation und Auslagerung der Forschungsadministration erhielt das Projekt die Projektnummer AGB 1998/101.

1.5 Organisation

Die Organisation des Forschungsprojekts ist aus Bild 1.1 ersichtlich. Die eingefügten Namen entsprechen der personellen Situation zu Projektende.

1.5.1 Forschungsstelle

Das Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK) nahm die Rolle der Forschungsstelle wahr.
Die Projektleitung übernahm auftragsgemäss Prof. Thomas Vogel. Entsprechend der langen Projektdauer wirkten verschiedene Assistenten (dipl. Ing. ETH) als Sachbearbeiter, nämlich Tomaž Ulaga (bis Ende 1998), Werner Köhler (Juni 1999 bis März 2001) und Reto Bargähr (seit März 2001). Die administrativen Belange wurden durch Renate Amatore betreut.
Bei der Forschungsstelle wurden schliesslich auch alle Ergebnisse gesammelt, gesichtet, weiterverteilt und für die Berichterstattung aufbereitet.

1.5.2 Weitere entschädigte Projektpartner

Folgende Projektpartner waren ab der Formulierung des Projektantrags dabei und wurden ebenfalls über das Forschungsprojekt teilweise entschädigt:

- Peter Matt, Ingenieur-Beratung, Ittigen;
  Peter Matt, dipl. Bauing. ETH/SIA/USIC
- Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB), Wildegg;
  Dr. sc. techn. Fritz Hunkeler, dipl. Werkstoffing. ETH/SIA,
  Dr. sc. ETH Heidi Ungricht, dipl. Bauing. ETH/SIA,
  Hans Peter Bänziger, Bauingenieur HTL (ab August 2000)
- Dr. Vollenweider AG, Zürich;
  Dr. sc. techn. Ulrich Vollenweider, dipl. Bau-Ing. ETH/SIA,
  Anita Lutz, dipl. Bauing. ETH/SIA.

1.5.3 Nicht entschädigte Partner

Folgende Projektpartner arbeiteten auf eigene Rechnung beziehungsweise zu Lasten anderer Forschungsprojekte:

- Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA) Dübendorf;
  Dr. sc. techn. Reto Cantieni, dipl. Bauing. ETH/SIA (bis Dezember 2000)
  Dr. sc. techn. Masoud Motavalli, dipl. Bauing. ETH/SIA (ab Januar 2001)
  Christoph Czaderski, dipl. Bauing. ETH/SIA
- École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL);
  Prof. Dr. Eugen Brühwiler (ab September 1999).

1.5.4 Zeitweise beigezogene Partner

Folgende Partner wurden zeitweise beigezogen, da sie in Forschungsprojekten involviert waren, die sich auch auf Erfahrungen aus Abbruchobjekten stützten (vgl. Abschnitt 2.9):

- Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA) Dübendorf;
  Johannes Hugenschmidt und Dr. sc. techn. Manfred N. Partl
- École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL);
  Prof. Dr. Manfred A. Hirt
- CES Bauingenieur AG, Hergiswil;
  Pierre Lehmann
- Materialprüfungsanstalt Karlsruhe;
  L. Gerlach und H. Kbeis.

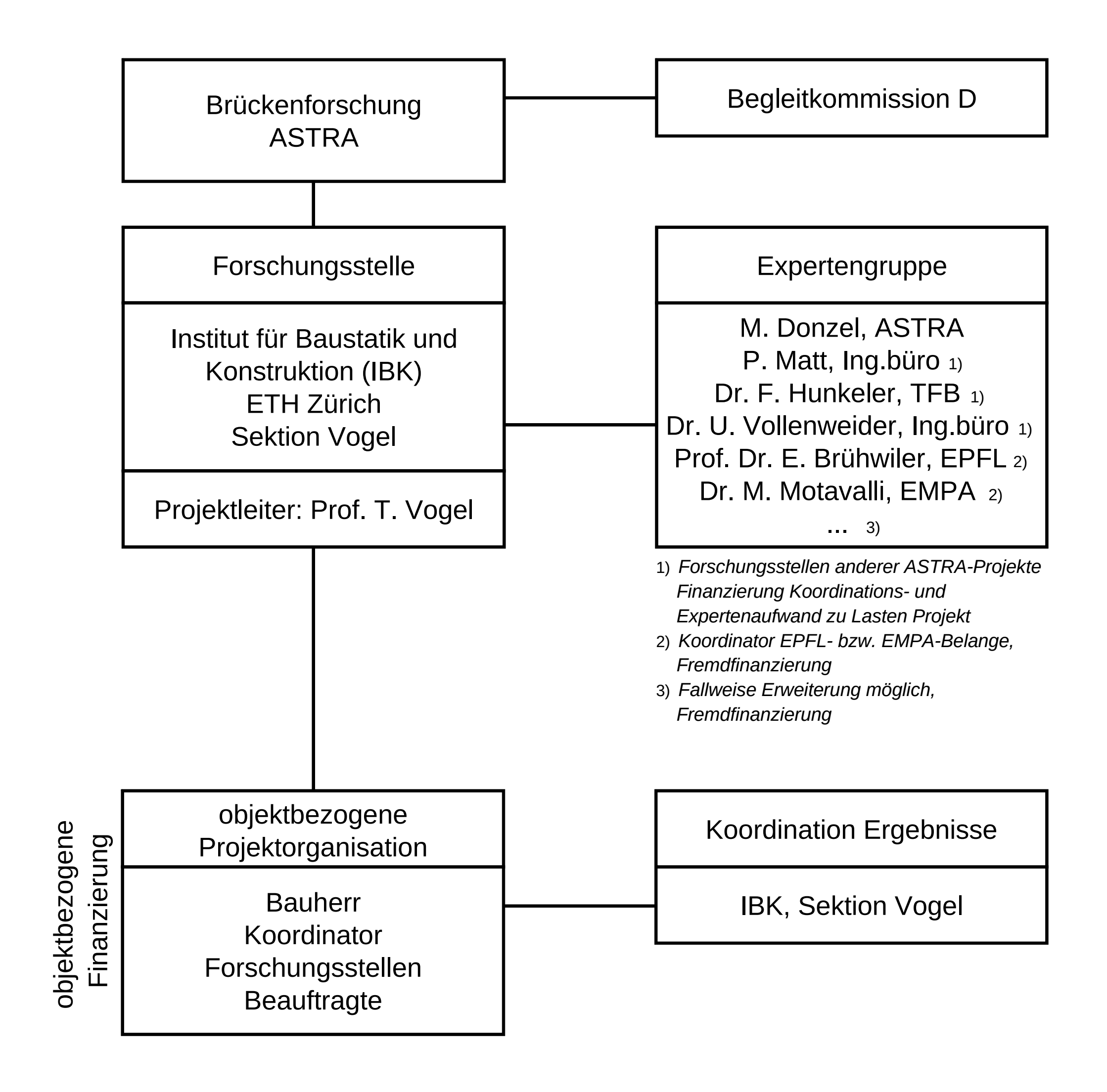


Bild 1.1 Organigramm zu Projektende

1.5.5 Expertengruppe

Die Partner gemäss Abschnitt 1.5.2 und 1.5.3 bildeten zusammen mit Michel Donzel als Vertreter des ASTRA die Expertengruppe, die vor allem die Prioritäten bezüglich Erfassungsthemen und Untersuchungstiefe festlegte.

1.5.6 Objektbezogene Projektorganisation

Für jedes Objekt wurde versucht, die lokal vorhandene, objektbezogene Projektorganisation so zu ergänzen, dass die Anliegen von ZEBRA abgedeckt werden konnten, ohne die übrigen Abläufe zu komplizieren.

1.5.7 Begleitkommission

Das Forschungsprojekt wurde von der Begleitkommission D der Arbeitsgruppe Brückenforschung betreut. Diese umfasste folgende Mitglieder:

- Hermann Fleischer, Canton de Vaud, Division des routes nationales (Vorsitz bis 2005)
- Jean-Christophe Putallaz, Canton de Valais, Département des transports, de l'équipement et de l'environnement (ab 2005, Vorsitz ab 2006)
- Michel Donzel, Leiter Bereich Kunstbauten, ASTRA
- Prof. Dr. Folker H. Wittmann, IBWK, ETH Zürich (bis 2002)
- Dr. sc. techn. Martin Käser, Baudirektion des Kantons Zürich
- Dr. sc. techn. Dario Somaini, Roveredo (2003-2005)
- Jacques Dobler, ASTRA, Abteilung Strasseninfrastruktur (ab 2005).

2 Vorgehen

2.1 Datenbank

Grundlage aller Objektlisten war eine *Filemaker*-Datenbank. Angesichts der langen Projektdauer und der dadurch erforderlichen Wechsel der Sachbearbeiter wurde die Datenbank als zentrale Informationsplattform ausgebildet. Sie enthielt deshalb bei einzelnen Objekten auch detaillierte Angaben zum jeweiligen Projektstand.
Die Eingabe erfolgte über ein formalisiertes Datenblatt, das auch für die Ersterfassung von Objekten durch die Werkeigentümer diente (Bild 2.1). Die Einträge umfassten im Einzelnen:

2.1.1 Objektbeschreibung

- ZEBRA-interne Nummer, Objektbezeichnung
- Bezeichnung des Werks durch den Eigentümer (Kataster- und/oder Archiv-Nr.)
- Standort; Gemeinde und Landeskoordinaten
- Verkehrsträger (der über die Brücke geführt wird)
- Hindernis (das von der Brücke überspannt wird)
- Brückentyp, Vorspannung; System, Spanngliedeinheiten (soweit vorhanden und bekannt)
- Abdichtung (soweit bekannt)
- Baujahr
- Wichtigste Kennzahlen; maximale Spannweite, Fahrbahnfläche
- Eigentümer
- Nationalstrassenperimeter (N... für Objekte, die zu einer Nationalstrasse gehören)
- Projektverfasser (soweit bekannt)
- Unternehmer (soweit bekannt).

2.1.2 Instandsetzungen

Stichwortartige Beschreibung bisheriger Instandsetzungen soweit bekannt (Arbeit, Ausführungsjahr).

2.1.3 Abbruch

- Abbruchgrund und dessen Kategorisierung
- Abbruchtermin
- Abbruchprojektierung; Projektverfasser
- Abbruchunternehmung.

2.1.4 Baudokumentation

- Vorhandene Unterlagen
- Quellen
- Erstellte Unterlagen.

2.1.5 Abbruchuntersuchung

- Begehungsnotizen
- Untersuchungsaspekte
- Bearbeitungsstand
- Bemerkungen.

Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Prof. T. Vogel
Forschungsprojekt *ZEBRA - Zustandserfassung von Brücken bei deren Abbruch*
Daten der Abbruchobjekte

Stand: 4/14/2004
Seite: 1

Objektbeschreibung

Kanton | Nr.
Objektname
Bez. d. Bauherren | Kataster-Nr. | Archiv-Nr.
Standort, Gemeinde | Koordinaten Y | X
Verkehrsträger | Hindernis (Art, Bezeichnung)
Brückentyp | max. Spannweite [m]
Vorspannung | Abdichtung
Baujahr | Fahrbahnfläche [m²]
Eigentümer | Nationalstrassenperimeter
Projektverfasser
Unternehmer

Instandsetzungen

Arbeit, Ausführungsjahr

Abbruch

Abbruchgrund | Abbruchkategorie
Abbruchtermin
Abbruchprojektierung
Abbruchunternehmung

Baudokumentation

Vorhandene Unterlagen
Quellen
Erstellte Unterlagen

Abbruchuntersuchung | zuletzt bearbeitet

Begehungsnotizen
Untersuchungsaspekte
Bearbeitungsstand
Bemerkungen

Bild 2.1 Datenblatt zur Erfassung der Objektdaten

2.2 Details zur Objektbeschreibung

Jede Systematisierung von Daten ist auch mit einem Informationsverlust verbunden. Sie ist aber trotzdem notwendig, weil sonst die Übersichtlichkeit nicht gegeben ist und dadurch keine quantitativen Auswertungen möglich sind. Im Einzelnen wurde wie folgt verfahren:

2.2.1 ZEBRA-interne Nummer

Die ZEBRA-interne Nummer besteht aus der offiziellen Abkürzung für den Standortkanton und einer fortlaufenden Zahl ab 101. Die Nummern unter 100 waren vom Vorgängerprojekt in [**Hunkeler 1998**] verwendet worden. Einzelne Objekte, die in beiden Projekten vorkommen, haben dadurch zwei Nummern (vgl. auch Tabelle 3.3).
In Listen werden Objekte der Einfachheit halber alphabethisch nach ihrer Abkürzung und nicht nach der offiziellen Reihenfolge der Kantone aufgeführt.

2.2.2 Objektbezeichnung und Bezeichnung durch den Eigentümer

Die Bauwerke werden mit der allgemein üblichen Bezeichnung in der Landessprache des Standorts bezeichnet, in der Regel gemäss Katasterplan.
Die Kataster- und Archivnummern der Eigentümer weisen kein einheitliches System auf. Sie wurden zwar erhoben, sind aber nicht Teil der Objektbezeichnung. Eine Ausnahme bildet die *Überführung Z24 Staatsstrasse Nr. 93* (BE 104), da über diese Brücke als Folge der dynamischen Untersuchungen der EMPA unter der Bezeichnung Z24 weltweit publiziert wurde.

2.2.3 Standortgemeinde

In der Regel wird die politische Gemeinde aufgeführt. Sind andere Bezeichnungen üblich (Dorfteil, Weiler, Fraktion etc.), wird die politische Gemeinde in Klammern angefügt. Bei Brücken, die eine Gemeindegrenze überspannen, werden beide Gemeinden aufgeführt.
Keine der erfassten Brücken betrifft zwei Kantone.

2.2.4 Verkehrsträger und Hindernis

Die Bezeichnung der Strassentypen kann nach verschiedenen Kriterien erfolgen; entweder nach Eigentümer bzw. Betreiber (Kantons-/Staatsstrasse, Gemeindestrasse) oder nach Funktion (Ortsverbindungsstrasse, Quartierstrasse etc.) bzw. Stellung im Netz (Hochleistungsstrasse, Hauptverkehrsstrasse, Sammelstrasse, Erschliessungsstrasse). Keines der Systeme kann aus allgemein zugänglichen Informationen (z.B. Strassenkarten) konsistent durchgezogen werden.
Für den Verkehrsträger und von der Brücke überquerte Strassen werden deshalb weitgehend die Angaben der Katasterpläne verwendet und innerorts die Strassennamen, wie sie in Adressen Verwendung finden, in Klammern angefügt.
Ausserorts wird auch ein Abschnitt (von ... bis ...) genannt.
Die Nationalstrassen werden lediglich mit der Kurzbezeichnung A... aufgeführt.
Brücken, die innerhalb eines Nationalstrassenperimeters liegen, werden bezeichnet (N...).
Natürliche Hindernisse (Bäche, Flüsse etc.) werden so genannt und geschrieben, wie sie in der Landeskarte 1:25'000 aufgeführt sind.

2.2.5 Brückentyp

Zur Bezeichnung des Brückentyps in Anhang A *Liste der erfassten Objekte* und den darauf basierenden statistischen Auswertungen wird auf die Systematik der Kunstbautendatenbank des ASTRA (KUBA) zurückgegriffen, wie sie in [**ASTRA 2000b**] dokumentiert ist.

Im Datenblock der im Anhang B detaillierter beschriebenen Objekte werden zum Teil ergänzende Informationen zum Brückentyp eingefügt.

Tragwirkung in Längsrichtung

Für die Tragwirkung in Längsrichtung werden die dreistelligen Codes für die Bauwerksart verwendet (Tabelle 2.1). Brücken aus vorfabrizierten Trägern werden als *Durchlaufträger* bezeichnet, wenn die Kontinuität über den Stützen nicht nur durch eine Ortbetonplatte, sondern auch durch Spannglieder sichergestellt wird. V-Stielbrücken gehören zu den *Sprengwerken* und werden somit statistisch nicht separat erfasst.

Bauwerksart KUBA	Bezeichnung KUBA	Bezeichnung ZEBRA
BWA 1	Brücke, Viadukt	
BWA 11	Trägerbrücke	
BWA 111	Brücke mit Einfeldträger	Einfeldträger
BWA 112	Brücke mit Durchlaufträger	Durchlaufträger
BWA 113	Brücke mit Gerberträger	Gerberträger
BWA 12	Rahmen-, Bogenbrücken	
BWA 121	Brücke mit Rahmentragwerk	Rahmentragwerk
BWA 122	Brücke mit Sprengwerk	Sprengwerk
BWA 123	Brücke mit Bogentragwerk	Bogentragwerk
BWA 124	Brücke mit versteiftem Stabbogen / Langerscher Balken	Versteifter Stabbogen
BWA 125	Gewölbekonstruktion	Gewölbekonstruktion
BWA 13	Seilbrücken	
BWA 131	Schrägseilbrücke	Schrägseilbrücke
BWA 132	Hängebrücke	Hängebrücke
BWA 133	Spannbandbrücke	Spannbandbrücke
BWA 19	Spezielle Brücke	
BWA 192	Brücke auf Wanne	Brücke auf Wanne
BWA 193	Plattenbrücke	Plattenbrücke

Tabelle 2.1 Bezeichnung des Brückentyps nach Tragwirkung in Längsrichtung

Bauart und Baustoff

Für die Bauart werden die vierstelligen Codes verwendet. Zu Gunsten von aussagekräftigen Kurzbegriffen wird jedoch statt der Bauart der Baustoff bezeichnet (Tabelle 2.2).

Querschnittstyp

Die Querschnitte von Betonbrücken werden als *geometrische Merkmale von Querschnitten tragender Bauteile* mit dreistelligen Codes typisiert. Querschnitte aus vorfabrizierten Trägern werden als *mehrfacher Plattenbalken* bezeichnet, wenn sie lediglich Unterzüge aber keinen unteren Flansch aufweisen, sonst als *aufgelöster Querschnitt*. Bei solchen Brücken ist jeweils auch eine Ortbetonplatte vorhanden, was aber nicht erwähnt wird.
Für Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbrücken werden die vierstelligen Bauwerksteiltypen *Bauteile von Brückenüberbauten* verwendet (Tabelle 2.3). Hohlquerschnitte mit einer lichten Höhe unter 1.00 m werden unabhängig von allfälligen Belüftungsöffnungen als *nicht zugänglich* klassiert.

Bauart KUBA	Bezeichnung Bauart KUBA	Bezeichnung Baustoff ZEBRA
BA 1	Tragende Bauteile	
BA 11	Konstruktion	
BA 111	Mauerwerkskonstruktionen	
BA 1111	Mauerwerk	Mauerwerk
BA 1112	Ausbetoniertes Mauerwerk	ausbetoniertes Mauerwerk
BA 112	Betonkonstruktionen	
BA 1121	Betonkonstruktion	Beton
BA 1122	Verkleidete Betonkonstruktion	verkleideter Beton
BA 1123	Stahlbetonkonstruktion	Stahlbeton
BA 1124	Verkleidete Stahlbetonkonstruktion	verkleideter Stahlbeton
BA 1125	Spannbetonkonstruktion	Spannbeton
BA 1126	Spannbetonkonstruktion (ohne Verbund)	Spannbeton ohne Verbund
BA 114	Metallkonstruktionen	
BA 1141	Stahlkonstruktion	Stahl
BA 1142	Verbundkonstruktion	Stahl-Beton-Verbund
BA 1143	Verbundkonstruktion mit Vorspannung	Stahl-Beton-Verbund mit Vorspannung
BA 116	Holzkonstruktionen	
BA 1161	Holzkonstruktion	Holz

Tabelle 2.2 Bezeichnung des Baustoffs nach der Bauart von KUBA

Geometrische Merkmale KUBA	Bezeichnung KUBA	Bezeichnung ZEBRA
GEOM 2	Querschnitt tragender Bauteile	
GEOM 21	Gewöhnlicher Querschnitt	
GEOM 211	Vollquerschnitt	Vollquerschnitt
GEOM 212	Aufgelöster Querschnitt	aufgelöster Querschnitt
GEOM 22	Spezieller Querschnitt	
GEOM 221	Querschnitt mit einbetonierten Stahlprofilen	Querschnitt mit einbetonierten Stahlprofilen
GEOM 222	Querschnitt mit Hohlkörpern	Querschnitt mit Hohlkörpern
GEOM 223	Hohlquerschnitt mit Zugang	Hohlquerschnitt mit Zugang
GEOM 224	Hohlquerschnitt ohne Zugang	Hohlquerschnitt ohne Zugang
GEOM 23	Üblicher Querschnitt	
GEOM 231	Plattenbalken	Plattenbalken
GEOM 232	Mehrfacher Plattenbalken	mehrfacher Plattenbalken
GEOM 233	Trogquerschnitt	Trogquerschnitt
BET 2	Tragwerk	
BET 23	Bauteile von Brückenüberbauten	
BET 231	Träger	
BET 2310	Kastenträger	Kastenträger
BET 2311	Vollwandträger	Vollwandträger
BET 2312	Fachwerkträger	Fachwerkträger

Tabelle 2.3 Bezeichnung der Querschnitte des Überbaus als geometrische Merkmale tragender Querschnitte bzw. Bauteile von Brückenüberbauten

Bei komplexen, zum Teil mehrmals ergänzten Objekten beschränkt sich der Beschrieb auf die wichtigsten Elemente und Merkmale. Die im Anhang B aufgeführten Objekte werden dort jeweils durch einen Längsschnitt und einen typischen Querschnitt illustriert.

2.2.6 Baujahr

Wo widersprüchliche Angaben vorliegen, wird die vertrauenswürdigste übernommen.
Bei einigen kleineren Objekten konnte das Baujahr mit vernünftigem Aufwand nicht eruiert werden.

2.2.7 Maximale Spannweite l_{max}

Die maximale Spannweite wird in der Regel den vorliegenden Plänen entnommen und auf Dezimeter gerundet.

2.2.8 Fahrbahnfläche *A*

Falls zur Fahrbahnfläche Angaben des Eigentümers vorliegen, wurden diese lediglich auf Plausibilität überprüft, sonst aber übernommen. Selber bestimmte Fahrbahnflächen enthalten die Gesamtbreite der Brücke und die Länge zwischen den Fahrbahnübergängen bzw. Brückenenden. Bei Teilabbrüchen wird nur derjenige Teil der Fahrbahnplatte berücksichtigt, der vom Teilabbruch betroffen war.

2.3 Details zur Erfassung des Abbruchs

Die in der Sparte Abbruch enthaltenen Daten entsprechen dem Wissensstand bei der letzten Kontaktaufnahme. Bei Objekten, die nicht weiterverfolgt wurden, mögen diese nicht dem aktuellen Stand entsprechen.

2.3.1 Abbruchgrund

Die Abbruchgründe werden in folgenden Kategorien erfasst:
- *Nutzungsänderung* (N)
- *Erreichen der geplanten Nutzungsdauer* (EN)
- *Schäden und Mängel* (SM).

Die Kategorie *Nutzungsänderung* (N) wird in vier Unterkategorien unterteilt:
- *Neue Linienführung* (NL) des Verkehrsträgers, der über die Brücke führte.
- *Änderung der überquerten Verkehrsträger* (NV), d.h. neue Verkehrsträger oder Änderung der Linienführung der bestehenden, die als Hindernisse von der Brücke überquert werden müssen. In dieselbe Kategorie gehören Abbrüche infolge ungenügenden Lichtraumprofils bezüglich Verkehr oder Hochwasser.
- *Ersatz der Brücke durch Tunnel bzw. Eindeckung* (NT).
- *Grössere Einwirkungen* (NE), in der Regel grössere Verkehrslasten, die zum Abbruch der Brücke führten.

Als geplante Nutzungsdauer wird in Anlehnung an die Norm SIA 160 (Ausgabe 1989) für Strassenbrücken 70 Jahre und für Eisenbahnbrücken 100 Jahre angesetzt (**[SIA 160/1989]** Ziffern 4 09 44 bzw. 4 11 44).
Erfasst wird in erster Linie der primäre Abbruchgrund, bzw. bei mehreren dafür in Frage kommenden der erste zutreffende in folgender Reihenfolge:

NT > NL > NV > EN > SM > NE

Das heisst, dass bei einer Brücke, die infolge einer *neuen Linienführung* (NL) abgebrochen wurde, *Schäden und Mängel* (SM) allenfalls ein sekundärer Grund ist. Ebenfalls wird bei

Brücken, die ihre *geplante Nutzungsdauer erreicht* haben (EN), dies als Hauptgrund angesehen, obwohl die grösseren Einwirkungen wohl in den meisten Fällen auch ein Abbruchgrund gewesen sind.
In Abschnitt 3.1.7 und folgende wird jedoch mittels dokumentierten Informationen über die Objekte und Plausibilitätsüberlegungen versucht, auch sekundäre Gründe zu erfassen.
Schäden und Mängel wurden als Kategorie nicht näher aufgeschlüsselt. Objekte fallen insbesondere dann in diese Kategorie, wenn bei der Gegenüberstellung von Instandsetzung und Ersatz letztere gewählt wurde und zu einem Abbruch führte.

2.3.2 Abbruchtermin

Genannt wird der Abbruchmonat, wo er bekannt ist oder sonst eine grössere Zeiteinheit, zumindest jedoch das Abbruchjahr.

2.4 Erhebungsverfahren

Ausgangspunkt der Datenerhebung war eine von Dr. Reto Cantieni im Oktober 1996 durchgeführte Umfrage bei verschiedenen Bauherren. Diese Liste wurde ergänzt durch Objekte, von denen Mitglieder der Forschungsstelle und der Expertengruppe Kenntnis hatten.
Im Juni 1999 wurden die Tiefbauämter und Nationalstrassenbüros aller Kantone, die Tiefbauämter der Städte Bern, Genf, Lausanne, Luzern, St. Gallen, Winterthur und Zürich, das Bundesamt für Verkehr (BAV), die Schweizerischen Bundesbahnen (SBB), die Lötschbergbahn (BLS), die Rhätische Bahn (RhB), die Furka-Oberalp-Bahn (FOB), die Chemin de fer Montreux-Oberland Bernois (MOB) sowie das Bundesamt für Armeematerial und -bauten (BAB) angeschrieben und gebeten, Brückenobjekte, deren Abbruch geplant ist, zu melden.
Eine weitere Gelegenheit auf das Forschungsprojekt und dessen Bedürfnisse aufmerksam zu machen bot die Brückeningenieurtagung vom 2. November 2000 in Neuchâtel, wo der Projektleiter Gelegenheit erhielt, das Projekt ZEBRA kurz vorzustellen.

2.5 Abgrenzungen

Die Abgrenzung in thematischer Hinsicht ergab sich bereits aus dem Projekttitel, indem der Begriff *Brücken* recht genau umschreibt, welche Kunstbauten gemeint sind. Die sonst bei Inventaren wichtige Abgrenzung zu Durchlässen (über eine minimale Spannweite) war nicht notwendig. Stützmauern und Parkdecks gehörten eindeutig nicht zu den untersuchten Tragwerken, auch wenn sie Spannglieder oder Erdanker enthielten.
In zeitlicher Hinsicht wurden grundsätzlich alle bekannten Objekte, die nach 1997 abgebrochen wurden, aufgenommen. Ab 2002 wurde nicht mehr aktiv nach Objekten gesucht, da deren Bearbeitung nicht mehr innerhalb der Projektdauer möglich gewesen wäre. Einige Objekte, bei denen es nicht gelang, zumindest die minimalen Informationen zu beschaffen, wurden wieder aus der Liste der erfassten Objekte (Anhang A) gestrichen.
In einzelnen Fällen ist der Abbruch noch nicht erfolgt (NE 102 bis NE 104, TI 102, VS 109, ZG 101) oder nicht mehr vorgesehen (GL 102). Diese Objekte wurden trotzdem in der Datenbank belassen.

2.6 Anzahl Objekte

Die Datenbank umfasste schliesslich 89 Objekte, wie sie im Anhang A aufgeführt sind, mit einer Brückenfläche von total 65'800 m^2.

2.7 Vollständigkeit / Dunkelziffer

Obwohl alle Bauprojekte des Nationalstrassenbaus vom ASTRA genehmigt werden müssen, verfügte dieses Amt über keinen vollständigen Überblick, wann wo welche Brücke abgebrochen werden soll. Diese Situation hat sich mittlerweile durch die Vervollständigung der Kunstbautendatenbank KUBA und das Projekt *UnterhaltsPlanung National-Strassen* (UPlaNS) geändert. Umso weniger Übersicht herrschte bei Objekten, die der Bund mit kleineren Beiträgen oder gar nicht subventioniert. Die Liste der erfassten Objekte (Anhang A) umfasst deshalb wohl nicht alle in diesem Zeitraum in der Schweiz abgebrochenen Brücken. Der Aufruf im Jahre 1999 brachte eine gewisse Vollständigkeit für die kommenden Jahre. Allerdings wurden die Bauherren damals nicht aufgefordert, innerhalb der Projektperiode bereits abgebrochene Brücken zu melden.
Es sollte jedoch gelungen sein, zumindest die grösseren und vor allem die vorgespannten Objekte zu erfassen.

2.8 Expertengruppe

Die Expertengruppe traf sich in der Regel etwa alle sechs Monate, um einerseits Abbruch- und potentielle Untersuchungsobjekte vor Ort zu besichtigen und andererseits Untersuchungsprioritäten und Untersuchungstiefe festzulegen. Die Sitzungen dienten auch dem Informationsaustausch über neu aufgetauchte Objekte und der Koordination der Kontakte mit den entsprechenden Bauherrschaften und Eigentümern. Tabelle 2.4 zeigt die Daten und Orte der Sitzungen und Begehungen der Expertengruppe im Detail.

Datum	**Sitzungsort**	**Begehungen**	
		Raum	**Objekte**
13. Febr. 1998	VSL Lyssach	Uri–Hergiswil–Luzern–Oberaargau	UR 103, UR 102, UR 101, NW 101, LU 103, LU 102, BE 104, BE 103, BE 102, BE 101
16. Nov. 1998	ETH Hönggerberg		
7. Jan. 1999		Überdeckung Entlisberg	ZH 102, ZH 104, ZH 105
11. Mai 1999	ETH Hönggerberg		
1. Sept. 1999	Tiefbauamt NW, Stans	Hergiswil	NW 101
8. Febr. 2000	Tiefbauamt SO, Solothurn	Solothurn–Aarau	SO 102, SO 103, SO 104, SO 105
25. Aug. 2000	Gemeindeverwaltung Altendorf	Altendorf	SZ 101, SZ 103, SZ 104
8. Dez. 2000	ETH Hönggerberg (Auswertung)		
22. Febr. 2001	ETH Hönggerberg	Opfikon–Flughafen	ZH 108, ZH 109, ZH 110, ZH 111, ZH 112
13. Juli 2001	ASTRA, Ittigen		
12. Dez. 2001	SBB Neubaustrecke, Langenthal	Langenthal	BE 108, BE 109, BE 110, BE 111, BE 112
19. April 2002	TFB Wildegg		

Tabelle 2.4 Sitzungen und Begehungen der Expertengruppe

2.9 Verbundene Forschungsprojekte

Das Projekt ZEBRA lieferte objektbezogene Informationen und geeignete Objekte für zahlreiche andere Projekte der Brückenforschung. Tabelle 2.5 zeigt in einer Übersicht, welche Projekte dies im Detail sind. Weitere Informationen zu diesen Projekten können der Forschungsdatenbank [**ARAMIS**] entnommen werden.

Die Ergebnisse werden in den Schlussberichten der entsprechenden Forschungsprojekte aufgeführt und fliessen nur bedingt ins Projekt ZEBRA zurück.

Folgende Berichte verbundener Forschungsprojekte sind bereits erschienen:

- Banz, A.; Bailey, S.F (1998) *Erhebung von Daten an Strassenbrücken zur Festlegung von aktualisierten Lastfaktoren*; Schlussbericht des Forschungsauftrags AGB 86/96 [**Banz 1998**].
- Bujard, V.; Bailey, S.F, Brühwiler, E., Bruneau, C., Scheller, E.. (2001) *Applicabilité de la méthode Impact-Echo*; Schlussbericht des Forschungsauftrags AGB 1997/065 [**Bujard 2001**].
- Hugenschmidt, J. (2005): *Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken*; Schlussbericht des Forschungsauftrags AGB 2000/553 [**Hugenschmidt 2005**].
- Hunkeler, F.; Ungricht, H. und Merz, Ch. (2002). *Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen*; Schlussbericht des Forschungsauftrags AGB 1998/097 [**Hunkeler 2002**].
- Zwicky, D.; Vogel, T. (2003). *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Strassenbrücken – Vorfabrizierte Spannbetonträger als einfache Balken*; Schlussbericht des Forschungsauftrags AGB 1999/163 [**Zwicky 2003**].
- Lehmann, P. (2004) *Fahrbahnübergänge aus Stahl und Brückenlager – Stand der Technik*; Schlussbericht des Forschungsauftrags AGB 2000/405 [**Lehmann 2004**].
- Hunkeler, F.; Matt, P.; von Matt, U.; Werner, R. (2005). *Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden*; Schlussbericht des Forschungsauftrags AGB 2000/470 [**Hunkeler 2005**].

Nr.	**Betreuung AGB**	**Titel**	**Forschungsstelle; Projektleiter**	**geplanter Zeitraum**
AGB 86/96	BK C	Erhebung von Daten an Strassenbrücken zur Festlegung von aktualisierten Lastfaktoren	ICOM, EPFL; Prof. Dr. M. A. Hirt	1996–1998
AGB1997/065	BK C	Méthode Impact Echo, méthode d'auscultation non-destructive, défauts à l'intérieur du béton, délamination, défauts d'injection des gaines	MCS, EPFL; Prof. Dr. E. Brühwiler	1997–1999
AGB 1998/097	BK A	Vergleichende Untersuchungen zum Chloridwiderstand von Betonen	TBF Wildegg; Dr. F. Hunkeler	1999–2002
AGB1998/201	BK D	Erfassung massgebender Einflussfaktoren bei Brückenabdichtungssystemen mit Polymerbitumen - Dichtungsbahnen, Schritte 2 bis 5 (Forts. von FA85/98)	EMPA Dübendorf; S. Hean	2001–2003
AGB 1999/163	BK C	Schubwiderstand minimal verbügelter Balken	IBK, ETH Zürich; Prof. T. Vogel	1997–2001
AGB2000/405	BK D	Fahrbahnübergänge aus Stahl und Brückenlager: Bericht zum Stand der Technik	CES Bauingenieure AG; P. Lehmann	2001–2002
AGB2000/470	BK B	Korrosionsschäden an Spannstählen, Teil II	TBF Wildegg; Dr. F. Hunkeler	2000–2002
AGB2000/553	BK D	Beurteilung des Zustandes von Brücken mittels Georadar	EMPA Dübendorf; J. Hugenschmidt	2000–2003
AGB2001/083	BK D	Eigenschaften von normalbreiten und überbreiten Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen nach starker Verkehrsbelastung (Viadotto delle Cantine)	EMPA Dübendorf; S. Hean	2001–2003
AGB2001/471	BK A	Schäden durch die Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz	TBF Wildegg; Dr. F. Hunkeler	2001–2004
AGB2001/472	BK C	Remplacement de ponts sous trafic	ICOM, EPFL; Prof. Dr. M. A. Hirt	2003–2004
AGB2001/485	BK C	Laboruntersuchungen an fünf ausgebauten Trägern der Autobahnbrücke "Viadotto delle Cantine a Capolago"	EMPA Dübendorf; Ch. Czaderski	2002–2005
AGB2001/486	BK C	Recherche expérimentale sur la résistance à l'effort tranchant des poutres précontraintes à âme mince	IS-BETON, EPFL; Prof. Dr. A. Muttoni	2002–2005
AGB2002/002	BK D	Fahrbahnübergänge aus Polymerbitumen; Eigenschaften nach langzeitiger Verkehrsbelastung	EMPA Dübendorf; S. Hean	2002–2003

Tabelle 2.5 Auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung unterstützte Forschungsprojekte, die auf Daten von ZEBRA basieren

3 Gewonnene Erkenntnisse

3.1 Statistische Auswertungen

3.1.1 Abgrenzungen und erfasste Merkmale

Die erfassten Merkmale wurden bereits in Abschnitt 2.1 aufgeführt und in der Erfassungsmaske von Bild 2.1 dargestellt. Die Objektbeschreibungen sind weitgehend komplett und in den Anhang A eingeflossen. Die vor dem Abbruch vorgenommenen Instandsetzungen sind häufig spärlich dokumentiert oder sogar nur am Objekt selbst sichtbar. Der Detaillierungsgrad des Abschnitts *Abbruch* ist vor allem davon abhängig, wie eng der Abbruch begleitet und dokumentiert wurde. Die Rubriken *Baudokumentation* und *Abbruchuntersuchung* dienten vor allem zum Festhalten des Bearbeitungsstands bei Wechsel der Sachbearbeiter.
Alle relevanten Informationen aus der Datenbank sind in die Übersicht im Anhang A und die Objektblätter im Anhang B eingeflossen. Objektblätter wurden erstellt, wo genügend Informationen vorlagen, das heisst für die Untersuchungstiefen 1 und 2 (vgl. Abschnitt 0).

3.1.2 Verkehrsträger und Nationalstrassenperimeter

Die meisten erfassten Brücken sind Strassenbrücken oder zumindest für Strassenfahrzeuge zugänglich. Über die Hälfte der Objekte oder bzw. über drei Viertel der Brückenfläche lagen innerhalb eines Nationalstrassenperimeters. Eine Brücke enthielt zusätzlich ein Industriegeleise (BE 106). Bei der Verlegung des Stammgeleises der Bahnlinie Zürich–Bern im Raum Langenthal wurden vier Bauwerke der SBB abgebrochen, über welche die Bahn geführt hatte (BE 109 bis BE 112). Bild 3.1 zeigt die Aufteilung nach Anzahl und m^2 Brückenfläche.

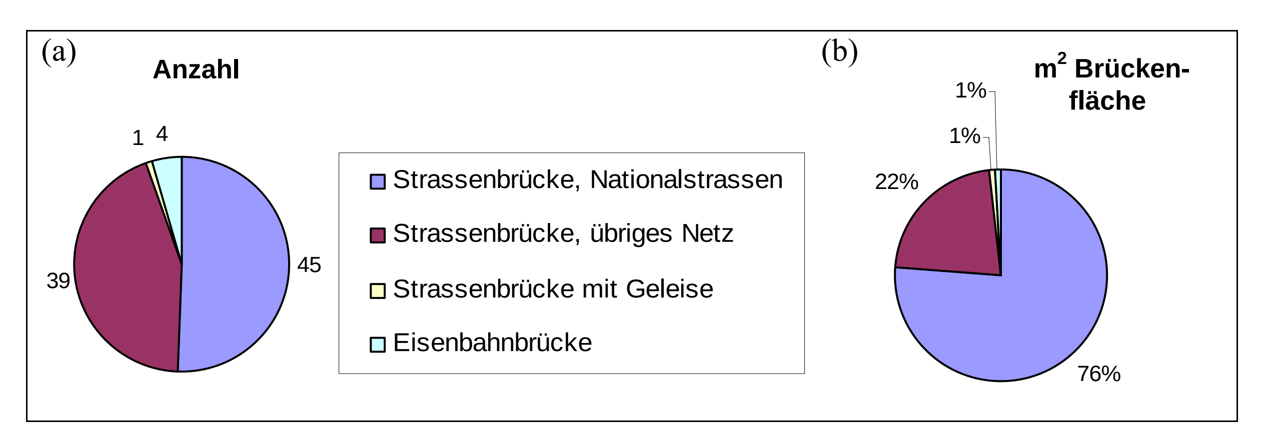


Bild 3.1 Aufteilung der 89 erfassten Objekte nach Verkehrsträger und Nationalstrassenperimeter;
(a) nach Anzahl [Stück], (b) nach m^2 Brückenfläche [%]

3.1.3 Bauwerksart

Die Aufteilung nach Tragwirkung in Längsrichtung (Bauwerksart gemäss Tabelle 2.1) ist in Bild 3.2 dargestellt, ebenfalls nach Anzahl und m^2 Brückenfläche. Die meisten statischen Systeme sind Einfeldträger (bzw. Trägerketten) und Durchlaufträger. Flächenmässig stark ins Gewicht fällt die *Überdeckung Töss Winterthur* (ZH 107) als Brücke auf Wanne mit 9'600 m^2.

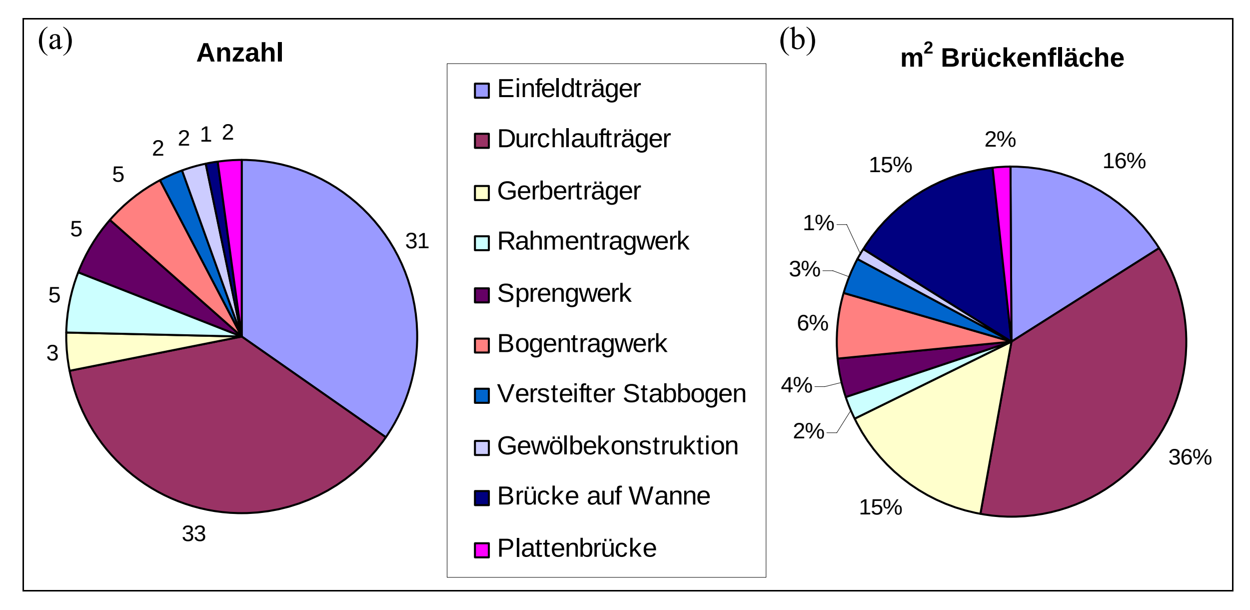


Bild 3.2 Aufteilung der 89 erfassten Objekte nach Tragwirkung in Längsrichtung; (a) nach Anzahl [Stück], (b) nach m^2 Brückenfläche [%]

3.1.4 Bauart und Baustoff

Die Aufteilung nach Bauart bzw. Baustoff nach Tabelle 2.2 in Bild 3.3 zeigt die Dominanz der Betonbrücken, sei dies mit oder ohne Vorspannung. Flächenmässig erreichen die Brücken aus Spannbeton 70%. Das grösste abgebrochene Objekt in Stahl-Beton-Verbundbauweise ist die *Dreirosenbrücke Basel* (BS 101) mit 4'590 m^2.

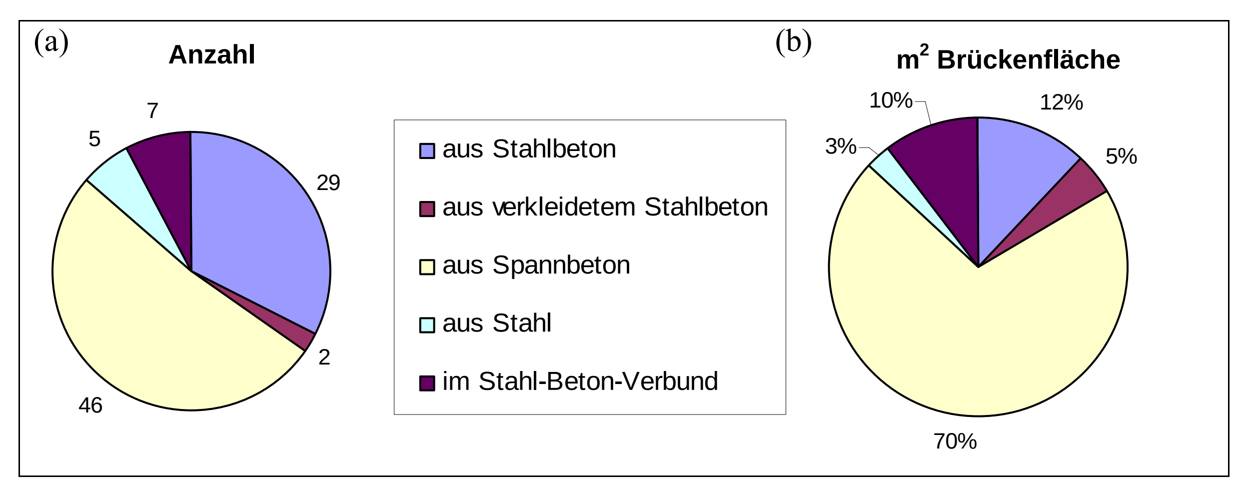


Bild 3.3 Aufteilung der 89 erfassten Objekte nach Bauart bzw. Baustoff; (a) nach Anzahl [Stück], (b) nach m^2 Brückenfläche [%]

3.1.5 Querschnittsgeometrie

Die Aufteilung nach Querschnittsgeometrie nach Tabelle 2.3 ist aus Bild 3.4 ersichtlich.
Aus dem Vergleich von Anzahl und m^2 Brückenfläche zeigt sich, dass die Vollquerschnitte und die Hohlquerschnitte ohne Zugang eher kleinere Objekte betreffen, die Hohlquerschnitte mit Zugang dagegen eher grössere. Grösstes Objekt in dieser Kategorie ist der *Obkirchen-viadukt Hergiswil* (NW 101) mit 1'727 m^2. Weitere grosse Objekte sind in den Kategorien

aufgelöste Querschnitte und *mehrfache Plattenbalken* zu finden, wobei die Abgrenzung eher willkürlich ist.

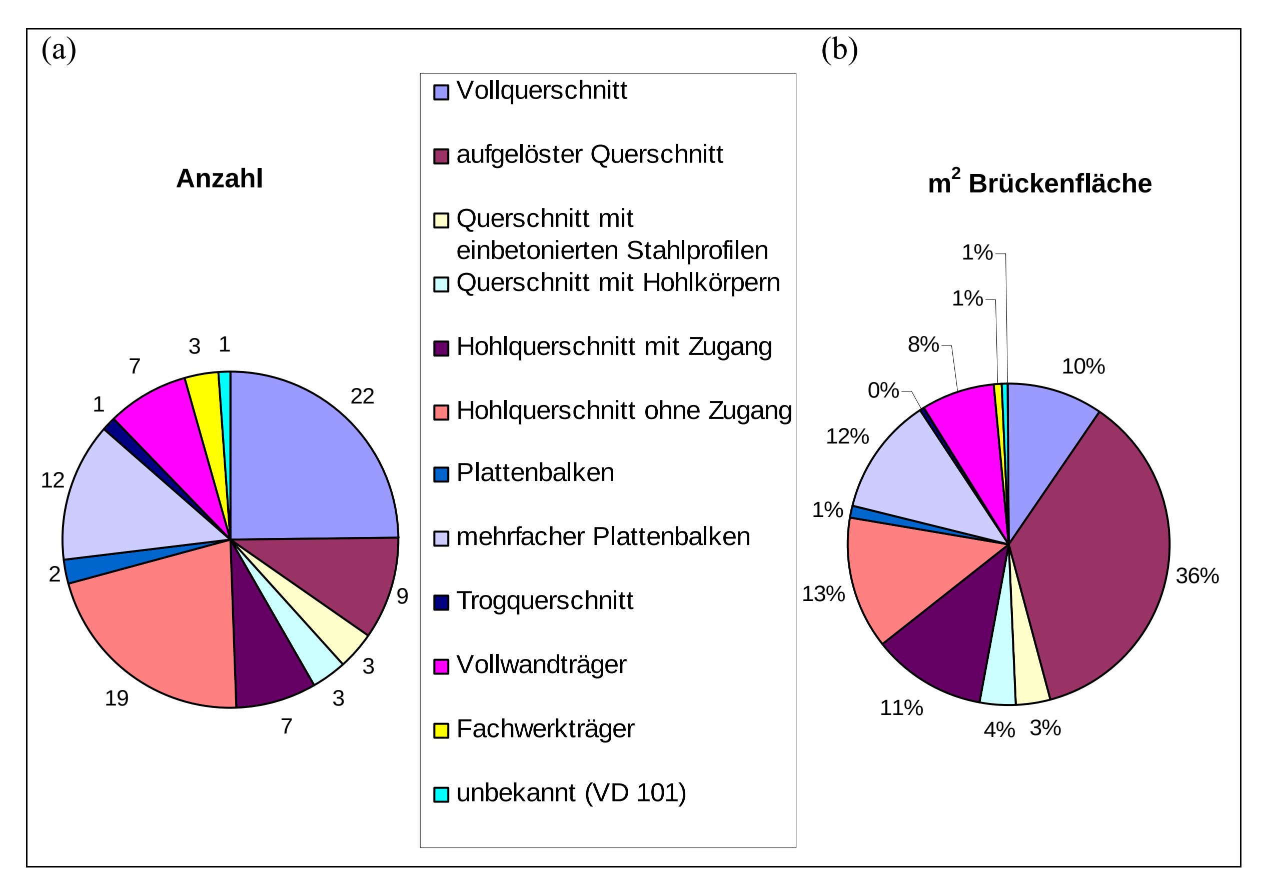


Bild 3.4 Aufteilung der 89 erfassten Objekte nach Querschnittsgeometrie; (a) nach Anzahl [Stück], (b) nach m^2 Brückenfläche [%]

3.1.6 Baujahr und Brückenalter

Da sich die erfolgten Abbrüche über acht Jahre verteilen, ist es aussagekräftiger, die rechnerischen Brückenalter statt die Erstellungsjahre zu vergleichen. Bild 3.5 zeigt die Altersverteilung der 82 erfassten und bis 2004 abgebrochenen Objekte. Sowohl bezüglich Anzahl als auch bezüglich m^2 Brückenfläche dominieren die 20 bis 50jährigen Objekte, d.h. solche, die ihre Nutzungsdauer noch nicht erreicht haben, und damit auch die Spannbetonbrücken. Dies hat folgende Gründe:

- Wie in Abschnitt 3.1.7 detailliert aufgeführt wird, sind die dominierenden Abbruchgründe nicht das Erreichen der Nutzungsdauer, sondern Nutzungsänderungen, sei es durch eine neue Linienführung des Verkehrsträgers, der über die Brücke führt, Änderungen der Linienführungen oder zusätzliche als Hindernis überquerte Verkehrsträger oder der Ersatz von Brücken durch Tagbautunnels bei Eindeckungen.
- Die Nationalstrassenobjekte wurden grundsätzlich zuverlässiger erfasst und diese sind in der genannten Altersspanne zu finden.

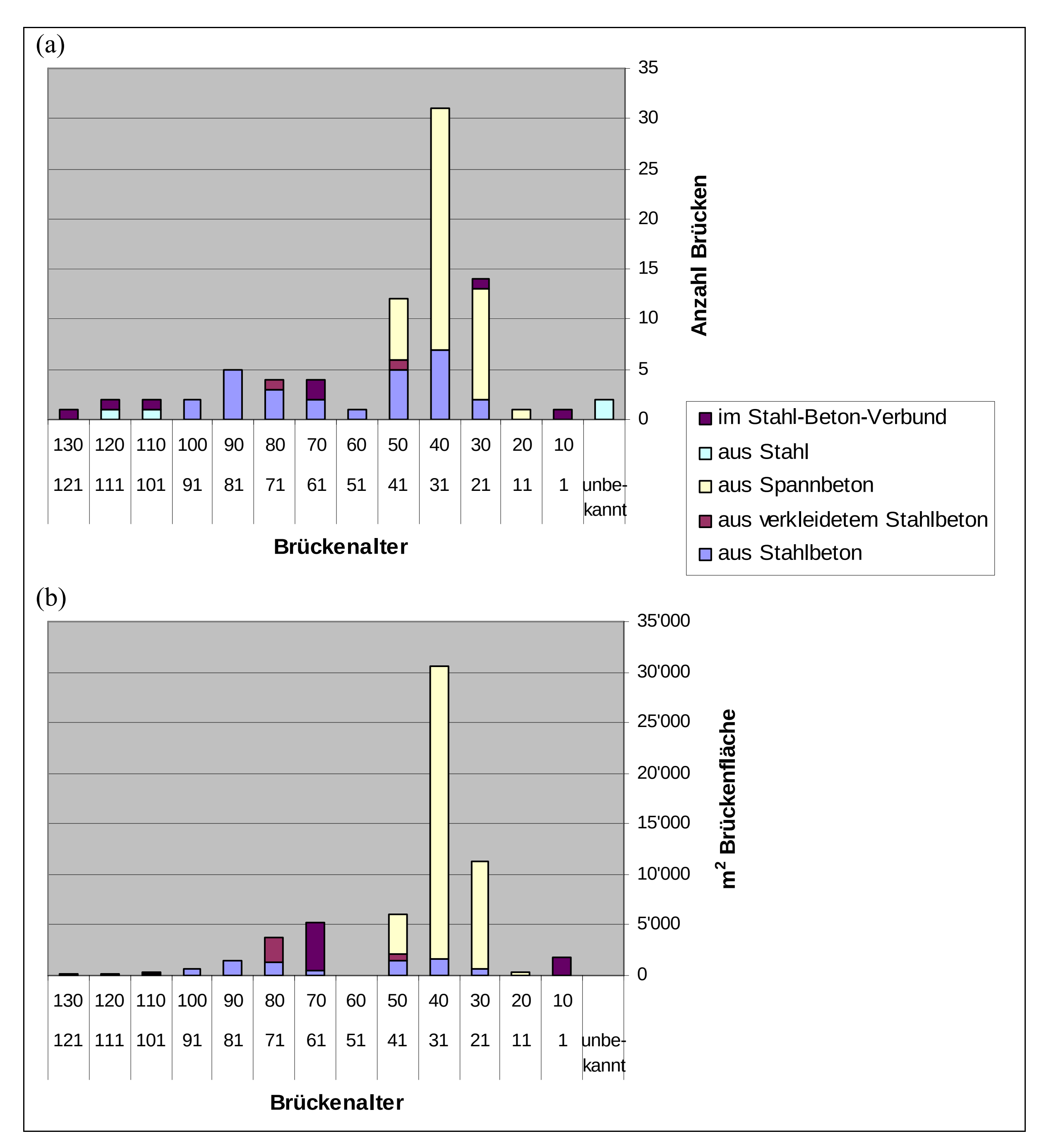


Bild 3.5 Alter der 82 erfassten abgebrochenen Objekte beim Abbruch; (a) nach Anzahl [Stück], (b) nach m^2 Brückenfläche [m^2]

3.1.7 Abbruchgrund

Primärer Abbruchgrund

Bild 3.6 zeigt den primären Abbruchgrund der 82 erfassten Objekte, die bis 2004 auch abgebrochen wurden, nach der Klassifikation von Abschnitt 2.3.1.
Die Hauptgründe lassen sich wie folgt erklären:

- *Neue Linienführungen* (NL), die zum Abbruch von Brücken führten, sind insbesondere Ausbauten des Nationalstrassennetzes wie die dritte Röhre des Bareggtunnels (AG 102), die Ausbauten von Luzern bis zum Lopper (LU 101 bis LU 103, NW 101), aber auch

die neue Erschliessung des Flughafens Kloten im Zuge der 5. Ausbauetappe (ZH 111 und ZH 112) und die neue Führung der Stammlinie der SBB im Raum Herzogenbuchsee–Langenthal (BE 109 bis BE 112).

- *Änderungen an den überquerten Verkehrsträgern* (NV) waren insbesondere die Führung der neuen Bahnlinie Mattstetten–Rothrist längs der Nationalstrasse A1, so dass deren Überführungen nicht mehr genügten (BE 101 bis BE 105) und der Bau der A5 längs des Neuenburgersees (NE 101 bis NE 104).
- *Grössere Einwirkungen* (NE) sind nur selten der Primärgrund für einen Brückenabbruch, so z.B. bei der *Pedrabachbrücke* (GR 104), der *Hinterrheinbrücke Bernhardintunnel* (GR 107) und dem *Pont du Berceau sur la Sarine* (VD 101).
- Der *Ersatz von Brücken durch Tagbautunnels* (NT) tritt insbesondere dort ein, wo die Linienführung der Nationalstrasse Siedlungsgebiete durchschneidet oder sonst wie bedrängt und deshalb zahlreiche Brücken erforderte. Solche Situationen werden je länger desto weniger akzeptiert, so dass die Autobahnen überdeckt und die Brücken überflüssig werden. Zu nennen sind die Überdeckungen Neuenhof (AG 101), Horw (LU 103), Altendorf (SZ 101, SZ 103 und SZ 104), Entlisberg (ZH 102 bis ZH 105) und Opfikon (ZH 108 bis ZH 110).
- *Schäden und Mängel* (SM) als Primärgrund betreffen mehrere kleine Objekte, aber auch den *Viadotto sopra le Cantine* (TI 101, 8'256 m^2), den *Lehnenviadukt Wassnerwald* (UR 102, 2'780 m^2) und die *Überdeckung Töss* (ZH 107, 9'600 m^2). Vergleiche auch Tabelle 3.1.

Das *Erreichen der Nutzungsdauer* (EN) ist gemäss Definition in Abschnitt 2.3.1 der primäre Abbruchgrund für alle Strassenbrücken älter als 70 Jahre. Dies betrifft vor allem kleinere Objekte, aber auch Flussbrücken, wie die *Dreirosenbrücke* (BS 101), drei Solothurner Aarebrücken (SO 103 bis SO 105) sowie den *Ponte sul fiume Ticino Giubiasco–Sementina* (TI 102).

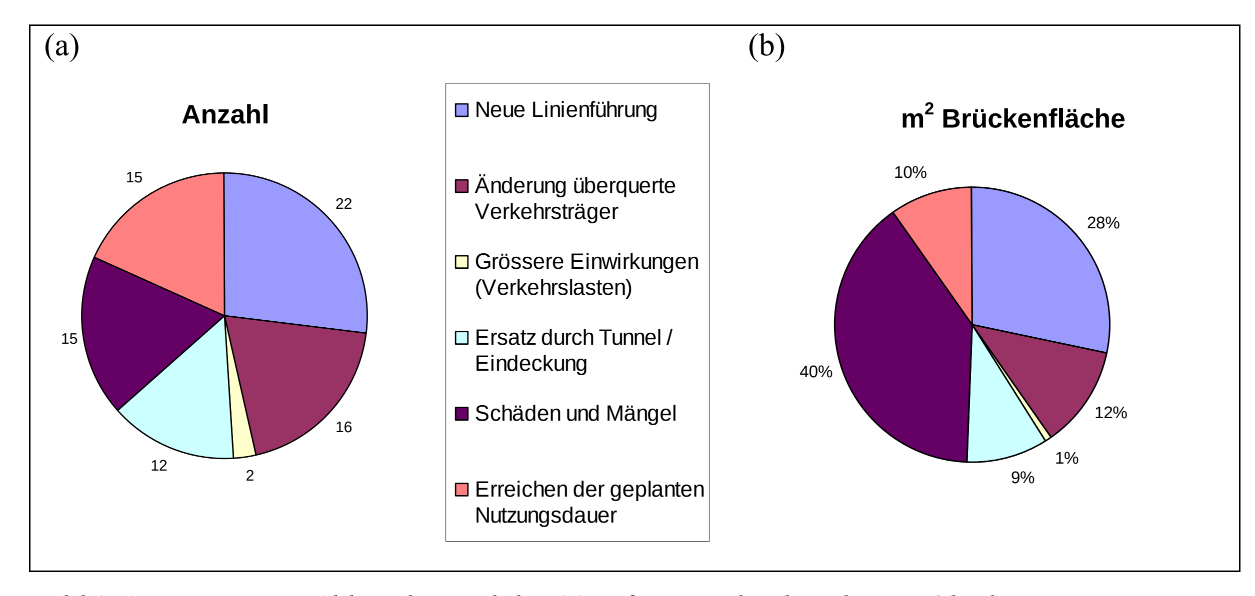


Bild 3.6 Primärer Abbruchgrund der 82 erfassten abgebrochenen Objekte; (a) nach Anzahl [Stück], (b) nach m^2 Brückenfläche [%]

Sekundäre Abbruchgründe

Nebst einem Primärgrund gibt es in der Regel auch sekundäre Gründe für einen Abbruch. Allerdings wurden diese nicht systematische erhoben, ergeben sich aber aus folgenden Plausibilitätsüberlegungen:
Ist der Primärgrund eine *Nutzungsänderung* wie eine *neue Linienführung* (NL), eine *Änderung der überquerten Verkehrsträger* (NV) oder ein *Ersatz durch einen Tunnel* (NT), ist es in der Regel müssig, nach sekundären Gründen zu suchen.
Ist der Primärgrund das *Erreichen der Nutzungsdauer* (EN), besteht eigentlich immer mindestens ein sekundärer Abbruchgrund, denn keine Brücke wird nur deshalb abgebrochen, weil sie ihre geplante Nutzungsdauer erreicht hat. *Schäden und Mängel* (SM) sind häufig der eigentliche oder zumindest ein sekundärer Abbruchgrund. Allerdings lassen sich diese beiden Abbruchgründe nicht eindeutig abgrenzen. Wird aus einem dieser Gründe eine Brücke ersetzt, wird häufig auch die Linienführung angepasst.

Abbruch infolge gestiegener Verkehrslasten

Systematisch soll jedoch der Abbruchgrund *grössere Einwirkungen* (NE) untersucht werden. Er äussert sich in einem nicht mehr zu erfüllenden Nachweis der Tragsicherheit. Ist der Primärgrund *Schäden und Mängel*, so werden in der Regel allfällige bestehende Tragreserven aufgebraucht, so dass die mit der Zeit gestiegenen Verkehrslasten nicht mehr aufgenommen werden können. Auch werden Brücken, die ihre geplante Nutzungsdauer erreicht haben und somit als Strassenbrücken über 70 und als Eisenbahnbrücken über 100 Jahre alt sind, den heutigen Anforderungen bezüglich Verkehrslasten kaum mehr genügen. Bei jüngeren Brücken wurden *grössere Einwirkungen* dann als sekundärer Abbruchgrund angenommen,

- wenn eine ungenügende Tragsicherheit dokumentiert ist,
- wenn sie vor 1956 erstellt wurden und nicht wie z.B. massive Bogenbrücken und voll vorgespannte Spannbetonbrücken systemimmanente Tragreserven aufweisen (Längstragwirkung),
- wenn sie vor 1989 erstellt wurden und auskragende Fahrbahnplatten aufweisen, insbesondere auch, wenn diese den Gehweg tragen (Quertragwirkung).

Bild 3.7 zeigt, dass grössere Einwirkungen, die mittel- bis langfristig Massnahmen erfordert hätten, in mehr als der Hälfte aller erfassten Brücken mit knapp der Hälfte bezüglich Brückenfläche ein Abbruchgrund waren.

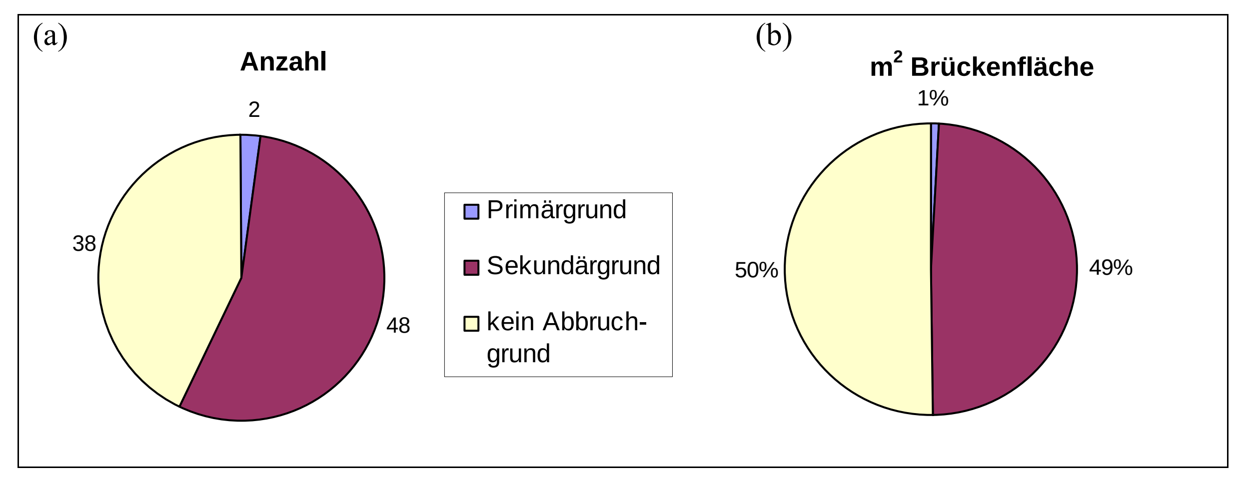


Bild 3.7 Grössere Einwirkungen als Abbruchgrund für die erfassten abgebrochenen Objekte;
(a) nach Anzahl [Stück], (b) nach m^2 Brückenfläche [%]

Abbruch infolge mangelnder Dauerhaftigkeit

Als Abbruch infolge mangelnder Dauerhaftigkeit können diejenigen Objekte klassiert werden, bei denen *Schäden und Mängel* der primäre oder zumindest ein gewichtiger sekundärer Abbruchgrund sind und die ihre geplante Nutzungsdauer nicht erreicht haben. Gemäss der in Abschnitt 2.3.1 festgelegten Reihenfolge der primären Abbruchgründe wird *Schäden und Mängel* (SM) nur bei denjenigen Objekten als primärer Abbruchgrund genannt, die ihre Nutzungsdauer noch nicht erreicht habe (Tabelle 3.1, 7 Objekte).

ZEBRA-Nr.	Objektbezeichnung	Nationalstrassen-perimeter	Brücken-fläche [m^2]	Brückenalter beim Abbruch/ Teilabbruch
BE 106	Lochbachbrücke AMP Burgdorf	-	665	38
FR 101	Pont sur le Flon	-	428	30
GR 101	Nollabrücke	N13	718	42
GR 103	Lehnenbrücke Crapteig	N13	242	44
TI 101	Viadotto sopra le Cantine	N2	8'256	38
UR 101	Rampenbrücke A4 Flüelen	N4	734	29
UR 102	Lehnenviadukt Wassnerwald	N2	2'780	30
UR 104	Teufelsbrücke Schöllenen	N2	625	43
VS 101	Schluochtbrücke Eggerberg	-	111	37
VS 104	Pont sur le torrent des Tsoupillis	-	222	26
VS 105	Pont sur la Losentse	-	40	?
VS 106	Pont sur le torrent de Chemex	-	19	?
ZH 107	Überdeckung Töss	N1	9'600	32
ZH 113	Durchlass Fuchsbach Hulfteggstrasse	-	50	55
ZH 115	Jonabrücke Bachtelstrasse	-	87	66
Total		**7 Objekte**	**24'577**	

Tabelle 3.1 Brücken, die im Zeitraum 1997–2004 primär wegen Schäden und Mängeln abgebrochenen wurden

In Tabelle 3.2 sind diejenigen Objekte aufgeführt, bei denen *Schäden und Mängel* (SM) ein sekundärer Abbruchgrund war. Bei drei Objekten wurde auch hier die geplante Nutzungsdauer nicht erreicht.

ZEBRA-Nr.	Objektbezeichnung	Nationalstrassen-perimeter	Brücken-fläche [m^2]	Brückenalter beim Abbruch/ Teilabbruch	
AI 103	Sitterbrücke St. Anna	-	105		117
GR 106	Platzertobelbrücke	-	42		87
GR 107	Hinterrheinbrücke Bernhardintunnel	N13	736	37	
SO 102	Überführung Zuchwil	N5	1'440	32	
SO 103	Schachenbrücke	-	692		80
SO 104	Rötibrücke	-	2'470		80
SO 105	Trimbacherbrücke	-	672		91
VS 102	Stockbrücke	-	340	47	
VS 107	Pont sur le Rhône Branson	-	538		79
VS 108	Pont sur le Canal du Syndicat	-	196		91
Total vor Erreichen Nutzungsdauer		**3 Objekte**	**2'516**	**< 70**	
Total nach Erreichen Nutzungsdauer		**7 Objekte**	**4'715**		**≥ 70**

Gesamttotal	**10 Objekte**	**7'231**	

Tabelle 3.2 Brücken, die im Zeitraum 1997–2004 sekundär wegen Schäden und Mängeln abgebrochenen wurden

Somit war bei zehn der abgebrochenen Objekten die Dauerhaftigkeit nicht erfüllt. Die Aufteilung nach Querschnitten ist in Bild 3.7 dargestellt. Sie zeigt, dass zwar mehrere Querschnittstypen vertreten sind, bezüglich m^2 Brückenfläche jedoch die aufgelösten Querschnitte und Plattenbalken bei weitem dominieren. Die meisten dieser Objekte bestehen aus vorfabrizierten Trägern, deren minimale Bewehrungsüberdeckung wohl den damaligen Anforderungen genügt haben mag, nicht jedoch den später hinzugekommenen Einwirkungen wie Chloriden aus dem Winterdienst etc.

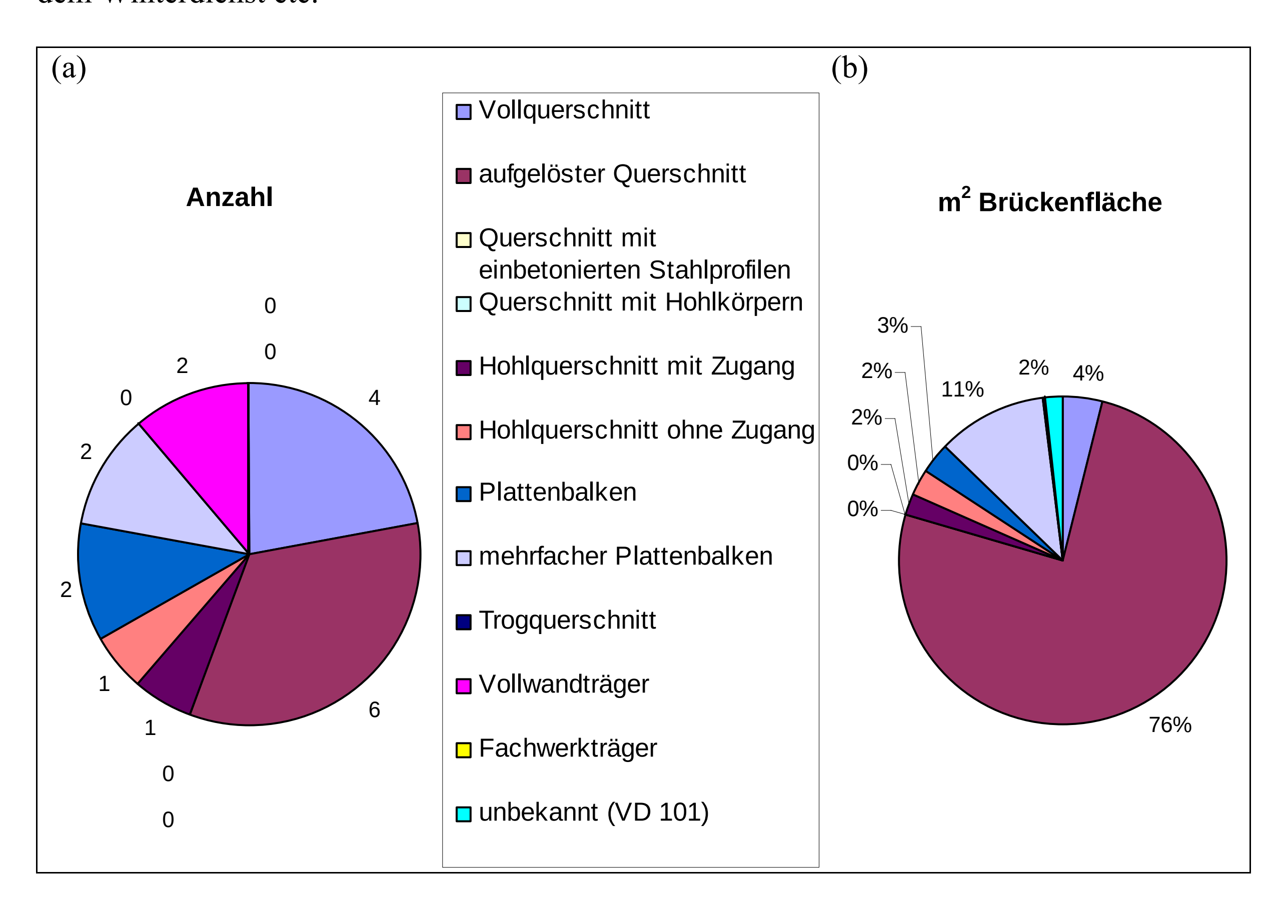


Bild 3.8 Aufteilung der zehn infolge Schäden und Mängel vorzeitig abgebrochener Objekte nach Querschnittsgeometrie;
(a) nach Anzahl [Stück], (b) nach m^2 Brückenfläche [%]

3.1.8 Untersuchungstiefe

Die Untersuchungstiefe wurde mit vier Stufen bezeichnet, nämlich:

- *Spezialuntersuchung* (1), wie Bruchversuche, dynamische Versuche etc.
- *eigener Bericht* (2)
- *minimale Untersuchung* (3), d.h. Sammeln ohnehin vorhandener Unterlagen, minimale fotografische Dokumentation, Untersuchung von Einzelaspekten
- *nicht weiterverfolgt* (4).

3.1.9 Abgebrochene Objekte pro Jahr

Bild 3.9 zeigt die zeitliche Verteilung der abgebrochenen Objekte nach Abbruchjahr und die Untersuchungstiefe. Aus der Darstellung sind folgende Fakten ersichtlich:

- In der Anlaufphase (1999) konnte lediglich eine Minderheit der Objekte genauer untersucht werden, allerdings gelang es, die grösseren Objekte einzubeziehen.
- Gegen das Projektende hin (ab 2003) wurden lediglich noch einzelne spezielle Objekte genauer untersucht.
- Um den Aufwand in Grenzen zu halten wurden während der ganzen Projektdauer einzelne, vor allem kleinere Objekte bewusst nicht untersucht.
- Die grosse Brückenfläche in der Kategorie *nicht weiterverfolgt* (4) im Jahr 2002 kommt von der *Dreirosenbrücke* (BS 101), die grosse Brückenfläche mit *Spezialuntersuchung* (1) vom *Viadotto sopra le Cantine* (TI 101).

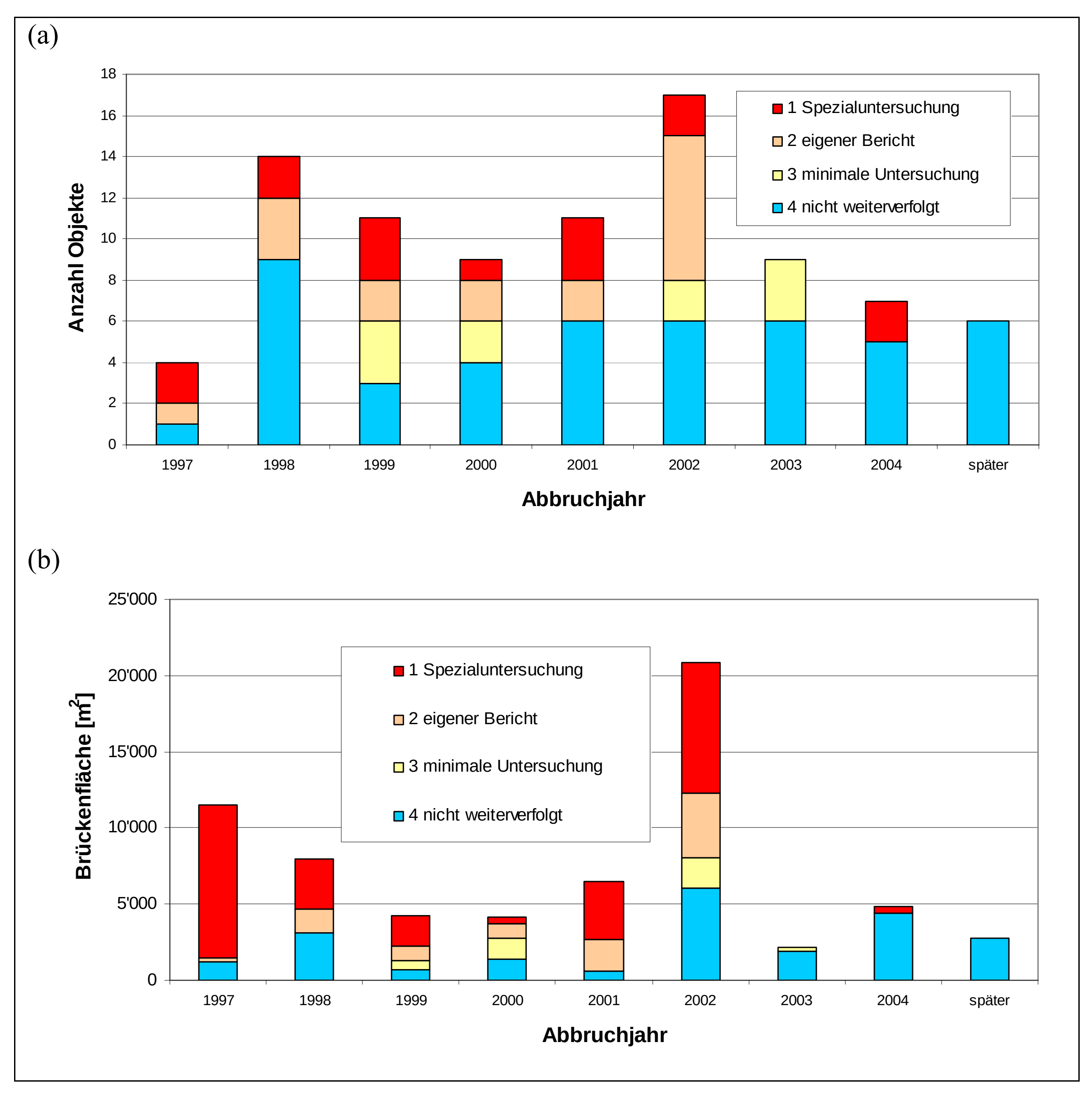


Bild 3.9 Erfasste Objekte nach Abbruchjahr und Untersuchungstiefe; (a) nach Anzahl [Stück], (b) nach m^2 Brückenfläche [m^2]

3.2 Zustand schwer zugänglicher, kritischer oder gefährdeter Bauelemente

Die Zustandserfassung schwer zugänglicher, kritischer oder gefährdeter Tragelemente war ein Schwerpunkt des Projekts. Wenn Brücken noch in Betrieb sind und deshalb funktionsfähig bleiben müssen, werden solche Tragelemente kaum je überprüft, so lange zerstörungsfreie Methoden nicht zur Verfügung stehen oder zu aufwendig sind.
Da Abdichtungen, die an sich keine Tragelemente sind, ebenfalls unter diesem Punkt behandelt werden, wird in der Folge von Bauelementen gesprochen.
In der Folge werden die Resultate gegliedert nach Bauteilen zusammengefasst.

3.2.1 Spannglieder

Wie aus Bild 3.3 ersichtlich ist, bestanden 52% der erfassten Objekte mit 70% der Fläche aus Spannbeton. Der Zustand der Spannglieder wurde routinemässig erhoben und beurteilt bezüglich der drei Komponenten *Verankerungsbereich* (Anker und Endbereiche der Litzen bzw. Drähte), *Hüllrohr* und *Spannstahl*. Bei Abbrüchen mit Zerstörung des Betongefüges vor Ort geschah dies durch Beobachtung während des Abbruchvorgangs. Dort wo Brückenteile zersägt wurden, konnten die Schnittflächen nachträglich einer detaillierten Inspektion unterzogen werden; allerdings fehlen dann in der Regel Aussagen über die Verankerungen. Bei einzelnen Objekten stand der Korrosionszustand der Spannglieder nicht im Vordergrund.
In Tabelle 3.4 sind die aufgefundenen Korrosionsarten der 35 Objekte aus Spannbeton mit Untersuchungstiefe 1 bis 3 gemäss Abschnitt 3.1.8 aufgeführt. Die Darstellung ergänzt Tabelle 2.6 von [**Hunkeler 2005**] und ist deshalb ähnlich aufgebaut. Da einerseits nicht alle Objekte vorgespannt waren bzw. die Korrosion der Vorspannung nicht immer ein Untersuchungsgegenstand war und andererseits keine Erwähnung von Korrosion bedeuten konnte, dass keine vorlag, wurden die beiden Kriterien *keine Angaben* und *kein Befund* in Abweichung zu [**Hunkeler 2005**] getrennt. Da in der Regel nur der schlimmste Befund erwähnt wird, der zum Teil nur eine einzelne Stelle betrifft, ist eine quantitative Bewertung kaum aussagekräftig. Einzelne Objekte sind in [**Hunkeler 2005**] ausführlicher beschrieben aber zum Teil unterschiedlich bezeichnet. Tabelle 3.4 stellt den Zusammenhang zwischen den verschiedenen Bezeichnungen her.

Bezeichnung Korrosionsschäden an Spannstählen [Hunkeler 2005]			**Bezeichnung ZEBRA**	
Nr.	**Objektbezeichnung**	**Bemerkungen**	**ZEBRA-Nr.**	**Objektbezeichnung**
BE-10	AMP, Lochbachbrücke	[**Hunkeler 1998**] Anhang 1 p. 24f	BE 106	Lochbachbrücke AMP Burgdorf
BE-17	A1 – Z 17, Überführung Dorfstrasse in Rüdtligen–Alchenflüh	[**Hunkeler 2005**] p. 234f	BE 105	Überführung Dorfstrasse Rüdtlingen
SO-07	Überführung Kantonsstrasse T 92 Zuchwil–Derendingen	[**Hunkeler 2005**] p. 239ff	SO 102	Überführung Zuchwil
SZ-11	Überführung Burggasse in Altendorf	[**Hunkeler 2005**] p. 242ff	SZ 103	Überführung Burggasse
ZH-14	A1 – BW Nr. 9, Überdeckung Töss	[**Hunkeler 1998**] Anhang 1 p. 12ff	ZH 107	Überdeckung Töss

Tabelle 3.3 Konkordanztabelle Forschungsprojekte Korrosionsschäden an Spannstählen und ZEBRA

Qualitativ können folgende Schlüsse gezogen werden:

Generell

Die vorgefundenen Korrosionsangriffe konnten jeweils gut erklärt werden. Nicht in allen Fällen war klar, ob die Korrosion bereits vor dem Einbau ins Tragwerk oder erst in der Betriebsphase aufgetreten war. In der Regel waren Chloride im Spiel, deren Ausbreitungsweg vom Verkehrsraum über ungünstige konstruktive Details, fehlende oder mangelnde Abdichtungen und undichten Überdeckungsbeton bis zum jeweiligen Korrosionsherd verfolgt werden konnten (Bild 3.10).

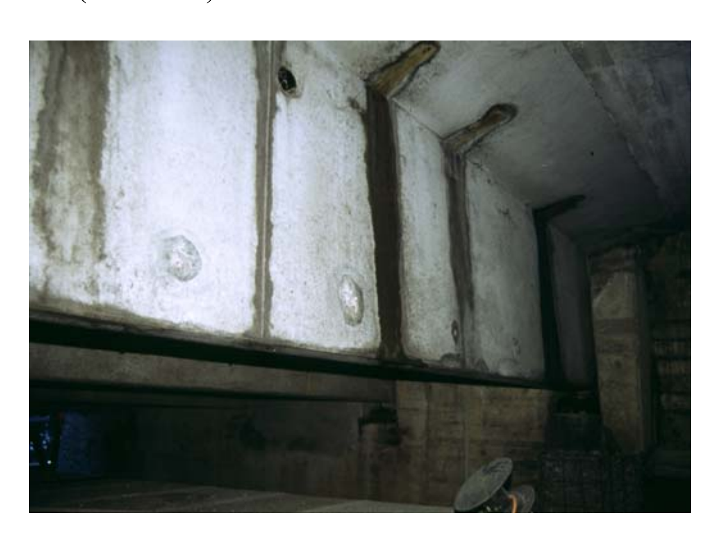


Bild 3.10 Verfolgung des Sickerwegs des Strassenabwassers am Beispiel des Lehnenviadukts Wassnerwald (UR 102)

Objekt		keine Angaben			keine Befunde			oberflächliche Korrosion			lokale Korrosion (Mulden), Spaltkorrosion			Lochfrass		
ZEBRA-Nr.	Untersuchungstiefe	V	H	S	V	H	S	V	H	S	V	H	S	V	H	S
AG 101	2				■		■		■							
AG 102	1				■	■	■									
BE 101	2					■	■	■								
BE 102	2					■				■	■					
BE 103	2					■	■	■								
BE 105	2						■				■	■				
BE 106	2						■	■				■				
BE 108	1					■	■	■								
BE 109	1					■		■		■						
BE 113	1					■	■	■								
FR 101	2									■	■	■				
GR 106	3	■	■	■												
LU 101	1	■										■	■			
LU 102	1						■	■				■				
LU 103	1				■							■	■			
NW 101	1						■	■	■							
SO 102	2							■	■	■	■					■
SZ 101	2	■				■							■			
SZ 102	1					■	■	■								
SZ 103	1					■				■	■		■			
SZ 104	2	■										■	■			
TI 101	1	■	■	■												
UR 101	1	■	■	■												
UR 102	1	■	■	■												
UR 103	2				■		■					■				
VS 101	2								■		■	■	■			
ZH 102	3		■							■	■					
ZH 103	2				■		■					■				
ZH 104	3		■							■	■					
ZH 105	3		■							■	■					
ZH 107	1	■										■			■	■
ZH 108	2									■	■	■				
ZH 109	2				■	■	■									
ZH 110	2					■	■				■					
ZH 111	2				■		■		■							
Total	**35**	**8**	**7**	**4**	**7**	**12**	**16**	**10**	**5**	**9**	**11**	**12**	**6**	**-**	**1**	**2**

Tabelle 3.4 Korrosionsarten die bei den untersuchten Objekten aufgetreten sind
V: Verankerungsbereich, H: Hüllrohr, S: Spannstahl

Verankerungen

Korrodierende Verankerungen traten insbesondere dann auf, wenn nebst fehlender oder undichter Abdichtung im Verankerungsbereich der Nischenbeton der beweglichen Verankerungen von schlechter Qualität war (BE 103, BE 105, FR 101, SZ 103, VS 101, ZH 108, Bild 3.11). Ähnliches passierte, wenn die Injektion im Verankerungsbereich schlecht war (Bild 3.12). In solchen Fällen korrodierten nicht nur Ankerplatten und Trompeten, sondern je nach System auch die Draht- oder Litzenenden, da dort zusätzlich Spaltsituationen vorkommen, die den Eintrag von Flüssigkeiten begünstigen (BE 102, BE 103, BE 105).





*Bild 3.11 Detail bewegliche Verankerung Drahtsystem VSL mit Injektionsanker Typ I (BE 105 aus [**Bänziger 2000d**]); (a) schlecht vermörtelte Ankernische, (b) korrodierte Spanndrahtenden*





*Bild 3.12 Detail bewegliche Verankerung System BBRV Typ J (BE 103 aus [**Bänziger 2000c**]); (a) Schlecht injizierter Verankerungsbereich, (b) Ankerkopf mit korrodierten Stauchköpfen nach Entfernen des Mörtelpfropfens*

Hüllrohre

Bei den Metallhüllrohren wurde nicht nur Korrosion festgestellt, sondern auch Dellen, die von unsorgfältiger Behandlung beim Verlegen zeugten. Grossflächige Abplattungen an der Unterseite stammen wohl von den Querstäben der Kabelhalter, über welche die Hüllrohre vor ihrer endgültigen Fixierung gezogen worden waren (BE 105, Bild 3.13).
Kunststoffhüllrohre wurden bereits in den frühen Siebzigerjahren jedoch eher aus Kosten- als aus Qualitätsgründen eingesetzt (SO 102, SZ 101, SZ 103, SZ 104). Sie verhielten sich grund-

sätzlich gut, sofern sie nicht infolge zu geringer Wandstärke in der Bauphase durch reibende Litzen perforiert worden waren. Mangelnde seitliche Überdeckung führte zu Längsrissen im Überdeckungsbeton, die jedoch bei intaktem Hüllrohr kein Problem darstellen (SZ 103). Bei der *Überführung Zuchwil* (SO 102) wurde versucht, eine Längsläufigkeit der Chloride längs dem PE-Hüllrohr nachzuweisen, was jedoch nicht gelang (vgl. auch [**Hunkeler 2005**] p. 241).





*Bild 3.13 Schäden und Mängel an Hüllrohren (BE 105 aus [**Bänziger 2000d**])*
(a) Hüllrohr punktuell durchkorrodiert,
(b) Abplattungen infolge unsorgfältiger Behandlung beim Einbau

Spannstahl

Abseits der Endverankerungen war der Spannstahl nur dort korrodiert, wo alle vier Barrieren (Abdichtung, Überdeckung, Hüllrohr, Injektionsgut) versagt hatten. Bei zwei Objekten wurde ein gravierender Korrosionsangriff als Lochfrasskorrosion bezeichnet (SO 102, ZH 107).

Eine erhöhte Gefährdung des Spannstahls sowohl durch undichte Hüllrohre als auch durch einen schlechten Verfüllungsgrad ist überall dort gegeben, wo Spannglieder zur Verbindung vorfabrizierter Teile dienen und damit zwangsläufig Elementfugen durchdringen. Diesbezügliche Mängel wurden festgestellt sowohl bei der Verbindung von Trägern über Stützen und im Feld (SO 102, SZ 101, SZ 103, SZ 104, TI 101) als auch zwischen Zugstützen von V-Stielbrücken und deren Fahrbahnträger (SZ 101, SZ 103, SZ 104, Bild 3.14). Bei steil geführten Spanngliedern, wie sie bei Zugstützen vorliegen, führt bereits ein zulässiges Absetzmass des Injektionsmörtels (z.B. 3% nach [**SIA 162/1/1989**] Ziffer 5 13 34) zu nicht injizierten Bereichen mit Ausmassen, die nicht tolerierbar sind.

Als bezüglich Injektionen fehleranfällig hat sich auch das heute nicht mehr verwendete System Freyssinet Typ P 50 erwiesen (Bild 3.15 (a)). Die Hüllrohre weisen einen Längsfalz auf, der bezüglich Dichtigkeit eine Schwachstelle ist. Auch wurden sie in Frässchnitten zum Teil in gequetschter Form vorgefunden (Bild 3.15 (b)). Die Innenspiralen garantieren die beabsichtigte gleichmässige Verteilung der Spanndrähte über den Umfang nicht, sondern stellen vielmehr Hindernisse für die Injektion dar. Bei solchen Konstellationen korrodierten die Spanndrähte auch ohne wesentlichen Chlorideintrag, jedoch nicht wenn sie trocken blieben (LU 101, LU 103). Dieser Befund wird durch Erfahrungen aus einem andern durch die AGB unterstützten Projekt der Forschungsstelle (Feldversuche mit dem akustischen Überwachungssystem Soundprint, AGB2002/009) erhärtet. Das Drahtsystem Freyssinet ist in [**Hunkeler 2005**] p. 37 etwas detaillierter beschrieben. Es wurde in der Schweiz auch von verschiedenen Lizenznehmern vertrieben und in den Sechzigerjahren durch das heute gebräuchliche Litzensystem abgelöst.







*Bild 3.14 Zugstützen von V-Stielbrücken (SZ 104 aus [**Bänziger 2003**], und SZ 103 [**EMPA 2002**]); (a) Stumpf an Fahrbahnträger nach abgetrennter Zugstütze, (b) Zustand des Spannglieds einer Zugstütze, (c) Litze mit Korrosionsangriff*

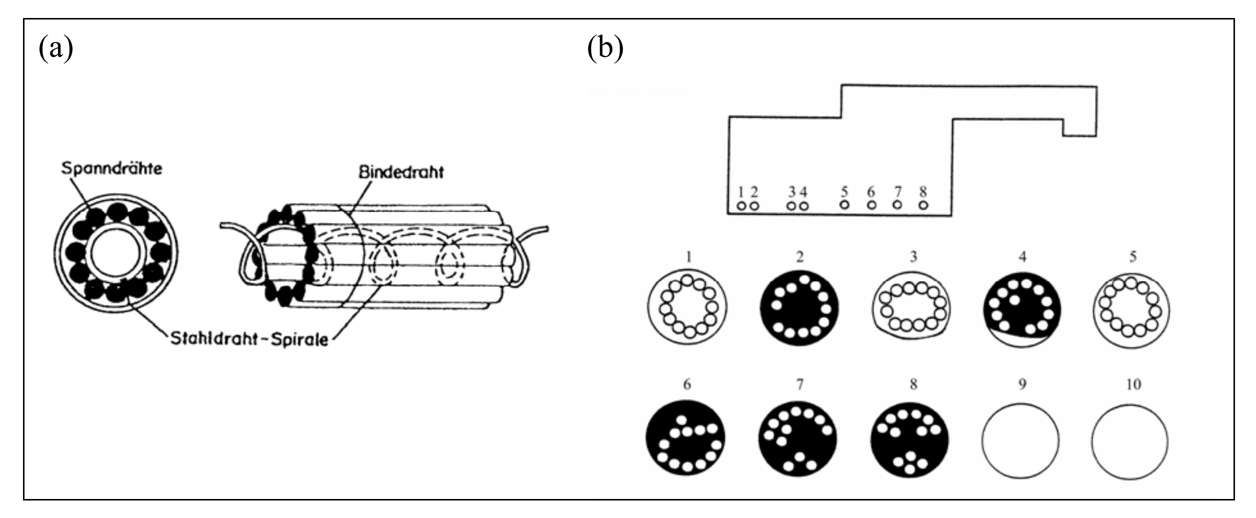


*Bild 3.15 Spannsystem Freyssinet Typ P 50 (LU 101 aus [**Steiger 1999**]); (a) Systemskizze, (b) realisierte Verteilung der Drähte im Querschnitt (schwarz = Hohlstellen, kein Injektionsgut)*

3.2.2 Lager

Der Zustand der Lager wurde zum Teil bereits im Zuge einer ordentlichen Zustandserfassung vor dem Abbruch beschrieben. Neue Erkenntnisse gab es nur dort, wo die Lager unter Betrieb nicht zugänglich waren.

Bei folgenden Brücken wurde der Zustand der Lager rapportiert (Zitate aus Anhang B):

BE 101 " Neoprene-Lasto-Auflager noch funktionstüchtig."

BE 102 "Soweit sichtbar waren die Teflon-Gleitlager (Einbau 1978) auf den Widerlagerbänken und die Neoprene-Lasto-Lager auf den Stützen noch funktionstüchtig" (vor dem Abbruch).

BE 106 "Die Rollenlager an beiden Brückenenden waren sehr stark korrodiert und nicht mehr funktionstüchtig."

BE 109 vgl. untenstehenden Abschnitt

FR 101 "Die Längsträger ruhten auf Neoprene-Lagern, der Zustand schien noch gut zu sein. Ein Verankerungsdorn eines festen Lagers liess eine starke Anrostung erkennen" (vor dem Abbruch).

UR 101 "Die Lager sind mehrheitlich stark korrodiert, die Lager beim Längsträger-Gelenk sind weder kontrollierbar noch auswechselbar (Fahrbahnplatte läuft fugenlos durch)."

UR 102 "Infolge dieser Korrosion war auch die Funktionstüchtigkeit der Lager der äusseren Längsträger grösstenteils eingeschränkt; sie konnten konstruktionsbedingt nicht ersetzt werden."

UR 103 "Die verwendeten Neoprene-Lager waren stellenweise stark korrodiert und das Mörtelbett wies zum Teil Ablösungen und Hohlstellen auf."

ZH 102 "Die Stahlplatten und -rollen am beweglichen Lager weisen Rostspuren auf."

ZH 103 "Die Lager auf den Stützen Seite Leimbach wiesen, soweit sie einsehbar waren, bis auf kleinere Rostflecke keine Schäden auf."

ZH 111 "Die Teflongleitlager waren in einem guten Zustand, da sie erst 1988 ersetzt worden waren."

Der Sachstandbericht [**Lehmann 2004**] befasst sich schwergewichtig mit Fahrbahnübergängen und Lagern, basiert aber schwergewichtig auf Umfragen bei Auftraggebern und Herstellern.

Untersuchungen an der SBB-Brücke Unterführung Kantonsstrasse T1 (BE 109, Anhang B Seite 121)

An den Topflagern der SBB-Brücke *Unterführung Kantonsstrasse T1* (BE 109) wurden umfangreiche Messungen noch während des Normalbetriebs und nach der Stilllegung der Strecke von der EMPA sowie, nach dem Ausbau der Lager, im Labor der Materialprüfanstalt (MPA) in Karlsruhe durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war die Erfassung des Zustands der Lager und der Lagerkomponenten sowie des Einflusses der Nutzung auf das Verhalten nach dem über 30-jährigen Betrieb. Das detaillierte Messprogramm kann [**EMPA 2005b**] (Messungen vor Ort) und [**MPA 2005**] (Untersuchungen im Labor) entnommen werden. Mit der Untersuchung des Verhaltens der Topflager nach dem 34-jährigen Betrieb sollte die Überprüfung der Forderungen in der zukünftigen Norm für Topflager (EN 1337, Teil 5) ermöglicht werden. Während der Messperiode im Sommer 2002 wurde noch unter Verkehrsbelastung der innerhalb von 139 Stunden kumulierte Gleitweg der Innendichtung (Vertikalbewegungen aus Verdrehung des Kipplagers) mit 541 mm und die kumulierte Horizontalverschiebung mit ca. 270 mm bestimmt. Den Hauptanteil lieferten dabei die kleinen Verschiebungen, verursacht durch die normalen Wagen und nicht die grossen Verschiebungen infolge der Lokomotiven. Der Einfluss der Tagesschwankungen der Temperatur auf diese kumulierten Verschiebungen wurde mit 3.0 bzw. 0.38 mm bestimmt und kann damit vernachlässigt werden. Den Haupt-

anteil für die Ermüdungsbeanspruchung der Lager liefern somit die Verkehrslasten. Die Messung der saisonalen Temperaturschwankungen ergab Lagerbewegungen von 5.1 bis 6.0 mm. Das entspricht der rechnerischen Verkürzung der Brückenträger infolge einer Temperaturverringerung um 20 K. Diese Verkürzung konnte von den Lagern aufgenommen werden.
An den ausgebauten Kipplagern wurden anschliessend im Labor Kippversuche im ungestörten Originalzustand des Lagers, im gesäuberten, ungeschmierten und im ideal geschmierten Zustand durchgeführt. Es ging primär darum, die Abhängigkeit der Rückstellmomente von verschiedenen Einflussgrössen zu ermitteln. Die Rückstellmomente nahmen mit abnehmender Temperatur stark zu. Ebenfalls eine Zunahme war mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit und mit zunehmender Vertikallast zu verzeichnen. Das Ausmass der Zunahme wurde durch den Schmierungszustand bestimmt. Der Einfluss der Aussendichtung war vernachlässigbar klein. Der Einfluss des Schmierungszustands auf die Rückstellmomente ist sehr gross. Die im ideal geschmierten Zustand bestimmten maximalen Rückstellmomente betrugen 5% der Maximalmomente im ungeschmierten Zustand. Bei Kippwinkel Null betrugen die Momente im ideal geschmierten Zustand 14% derjenigen im ungeschmierten Zustand. Durch die Lastwechsel während der Nutzung wird die Schmierwirkung vermindert. Die Rückstellmomente des im Originalzustand untersuchten Lagers waren im vorliegenden Fall auf rund 85% des ungeschmierten Zustands angewachsen. Die vorhandenen Rückstellmomente nach einer gewissen Nutzungsdauer werden somit massgebend durch den Schmierungszustand und die Belastungsgeschichte bestimmt. Die Bestimmung der Rückstellmomente auf der Basis der Momente des ungeschmierten Zustands, wie sie in der Topflagernorm vorgesehen ist, hat somit ihre Berechtigung.
Der Zustand der Lager war äusserlich in Ordnung. Obwohl die Aussenabdichtung intakt schien, waren jedoch im Inneren der Lager Korrosion und Ablagerungen von Korrosionsprodukten festzustellen. Der Feuchtigkeitseintritt hatte somit nicht verhindert werden können. Die verschiedenen Ringe der Innendichtung waren durch die Alterung versprödet und an mehreren Stellen infolge der grossen mechanischen Verschleissbelastungen bei den Kippbewegungen gebrochen. An den Elastomerkissen waren keine Beschädigungen festzustellen.
Der Zustand der Lager zum Zeitpunkt des Rückbaus kann als gut bezeichnet werden. In der zukünftigen Norm für Topflager wird ein kumulierter Gleitweg der Innendichtung von 2000 m gefordert. Wird der während der Messperiode ermittelte Gleitweg auf die bisherige Nutzungsdauer extrapoliert, resultieren für die ausgebauten Lager 1109 m. Aus den verschiedenen Laborversuchen resultierten weitere 4 m. Diese sind somit nicht als massgebender Beitrag für die Ermüdung der Lagerteile zu betrachten. Die Zerstörung bei den Laborversuchen, vor allem der Innendichtungen, ist auf die im Vergleich zu den Untersuchungen vor Ort grösseren Verdrehwinkel und Vertikallasten zurückzuführen. Diese sind jedoch bei Zulassungsprüfungen üblich. Das ist ein Hinweis dafür, dass bereits eine Vorschädigung der Innendichtung infolge des über 30-jährigen Betriebs vorhanden war. Auch die mehrfach beobachteten Brüche der Innendichtung wiesen auf eine Versprödung des Materials hin.
Bei gleich bleibender Beanspruchung hätten die Lager trotz festgestellten Schädigungen ihre Funktion weiterhin erfüllen können. Unmittelbare Schäden hätten nicht erwartet werden müssen. Bei höherer Lagerauflast und/oder grösseren Drehwinkeln wären jedoch Lagerschäden zu erwarten gewesen (nach [**TFB 2005**]).

3.2.3 Gelenke

Einige der untersuchten Objekte wiesen Betongelenke auf, z.B. NW 101, VS 101, ZH 111.
Beim *Obkirchenviadukt* (NW 101) waren die durchlaufenden Betonstäbe feuerverzinkt worden und beim Abbruch in einwandfreiem Zustand. Die Betongelenke der *Schluochtbrücke Eggerberg* (VS 101) waren stark beschädigt, was aber bereits 1990 dokumentiert worden war.

3.2.4 Fundationen

Obwohl den Fundationen die notwendige Beachtung geschenkt wurde, konnten bezüglich ihres Zustands keine substanziellen Erkenntnisse gewonnen werden. Dies hat folgende Gründe:

- Die wenigsten Objekte wurden inklusive Fundationen abgebrochen. Wo diese das Nachfolgebauwerk nicht stören, werden sie in der Regel im Boden belassen (z.B. Mittelpfeiler AG 101). Dies gilt insbesondere auch für tief liegende Fundationen wie Pfähle.
- Risse im Fundament oder Zonen mit schlechter Betonqualität werden bei den gängigen Abbruchverfahren nicht entdeckt.
- Der einzige Fall, bei dem Fundamente entfernt und untersucht wurden ist der *Obkirchenviadukt Hergiswil* (NW 101, Bild 3.16). Dort konnte beim Abbruch nichts Auffälliges beobachtet werden. Korrosion der Bewehrung wurde nicht festgestellt.
- Der Abbruch der Fundamente wurde in keinem Fall so weit beeinflusst, dass gefordert wurde, die Seitenflächen der Fundamente vorgängig freizulegen und zu reinigen um ähnliche Verhältnisse wie bei visuellen Inspektionen zugänglicher Oberflächen zu schaffen. Überdies sind die Seitenflächen selten die hoch beanspruchten Zonen.
- Mangelhafte Fundationen können sich dadurch auszeichnen, dass sie den Baugrund überbeanspruchen. Dies kann sich allenfalls in unplanmässigen Setzungen in der Betriebsphase äussern, wird jedoch beim Aufschluss durch Abbruchgeräte kaum erkannt.

Damit zeigt sich, dass für Fundationen das Konzept ZEBRA nur bedingt geeignet ist. Allerdings wäre es möglich, Korrosion infolge eingedrungener Chloride auch bei Fundationen zu entdecken. Auch Sulfat- und Thaumasitschäden und Alkali-Aggregat-Reaktionen, für die in der Schweiz kaum Erfahrungen vorliegen, sollten entdeckt werden können.



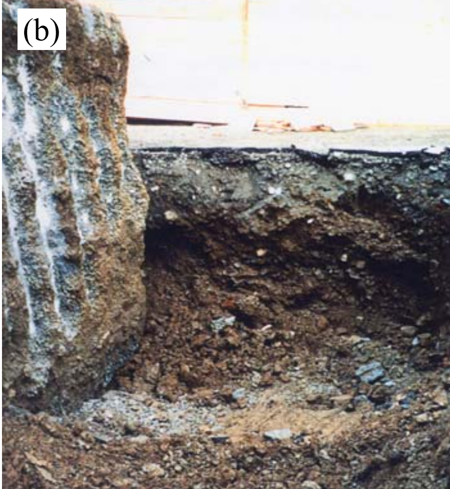


*Bild 3.16 Abbruch des Fundaments der Stütze Nord beim Obkirchenviadukt Hergiswil, Brücke Lora (NW 101 aus [**CES 2000**]);*
(a) Freigelegtes Stützenfundament,
(b) Baugrund unter gekipptem Stützenfundament

3.2.5 Abdichtungen

Bei der SBB-Brücke *Unterführung Kantonsstrasse T1* (BE 109) wurde die Abdichtung, bestehend aus zweilagigen Bitumendichtungsbahnen und einer Mörtelschutzschicht, genauer untersucht [**EMPA 2005a**]. Visuell war die Abdichtung nach über dreissigjährigem Betrieb in einem sehr guten Zustand und die darunter liegende Betonoberfläche überall trocken. Es

konnten weder Risse noch Ablösungen der Bitumenbahnen festgestellt werden. Sie haftete immer noch verhältnismässig gut auf dem Betonuntergrund und schützte ihn vor Wasser sowohl von oben als auch seitlich. Dies ist auch durch die gewählten konstruktiven Details, insbesondere auch im Bereich der Längsfuge (Bild 3.17) bedingt.
Die Mörtelschutzschicht war zwar undicht, erfüllte aber die Schutzfunktion gegen mechanische Belastungen.
In Laborprüfungen verhielten sich die untersuchten Dichtungsbahnproben immer noch hochreissfest. Hingegen waren die Dichtungsmassen der Bitumenbahnen hart und spröd.

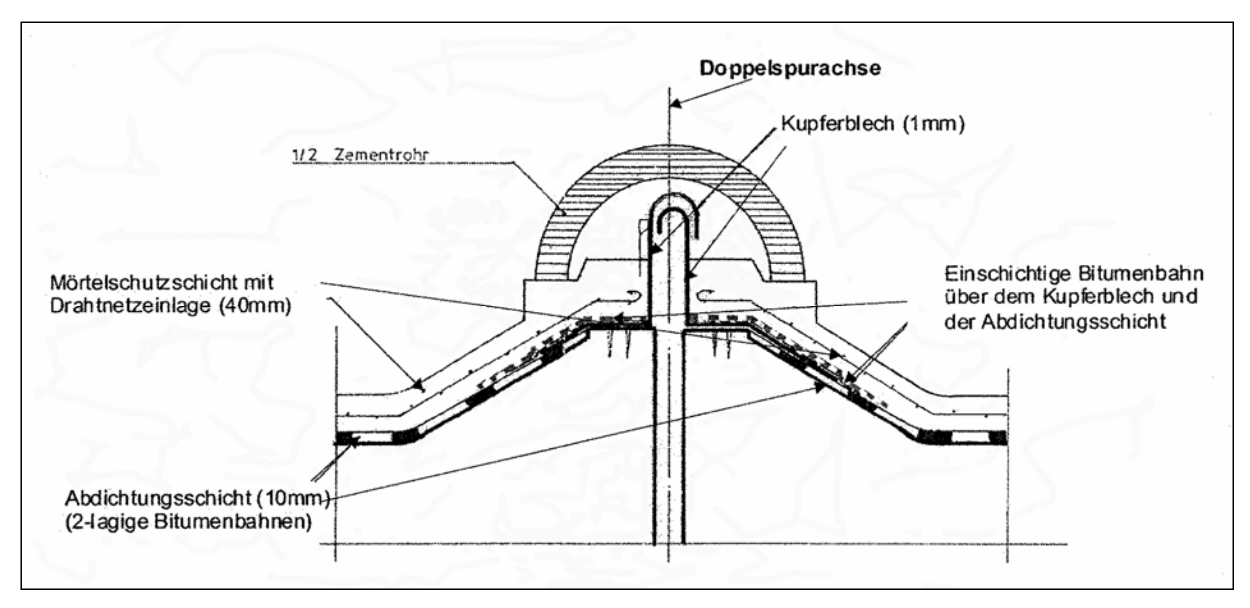


*Bild 3.17 Detailansicht Bereich Längsfuge der Abdichtungsanschlüsse bei der SBB-Brücke Unterführung Kantonsstrasse T1 (BE 109 aus [**EMPA 2005a**])*

3.2.6 Schlussfolgerungen

Bezüglich des Zustands schwer zugänglicher, kritischer oder gefährdeter Bauelemente lässt sich folgendes verallgemeinern:

Vorspannung

Die heute noch gebräuchlichen Spannsysteme haben sich bewährt. Mit Korrosion des Spannstahls muss jedoch in den Fällen gerechnet werden, in welchen alle Barrieren gegenüber Chloriden aus dem Strassenraum versagen (Bild 3.19 (a)). Im Einzelnen sind dies:

- Ungenügende oder ungenügend entwässerte Abdichtung der Brückenoberfläche, insbesondere im Bereich der Verankerungen, Kupplungen, Arbeitsfugen und Hochpunkte.
- Schlechter oder durchlässiger Überdeckungsbeton, insbesondere in Spannischen.
- Hüllrohre mit ungenügender Wandstärke oder mit Dellen aus dem Einbauvorgang.
- Korrodierte Hüllrohre.
- Schlechte Bedingungen für eine einwandfreie Injektion (wie bei dem den Anfängen der Vorspannung verwendete Drahtsystem Freyssinet Typ P 50).
- Steile, nicht nachinjizierte Spannglieder oder Spanngliedabschnitte, wie sie beispielsweise in Zugstützen von V-Stielbrücken vorkommen.

Korrosion an schlaffer Bewehrung ist ein Indiz für Schäden oder zumindest eine erhöhte Gefährdung an weiter innen liegenden Spanngliedern (Bild 3.18).
Beim Spannbettverfahren fehlen die Barrieren *Hüllrohr* und *Injektion* und der Spannstahl ist ähnlich exponiert wie die schlaffe Bewehrung (Bild 3.19 (b)).

An Ankerplatten tritt Korrosion häufiger auf als an Spanndrähten. Bei guter Injektion beschränkt sie sich jedoch auf die Endbereiche der Drähte bzw. Litzen (Bild 3.19 (c)).



*Bild 3.18 Korrodierte Spreizbewehrung im Bereich einer Spanngliedverankerung (AG 102 aus [**SHP 2001**])*

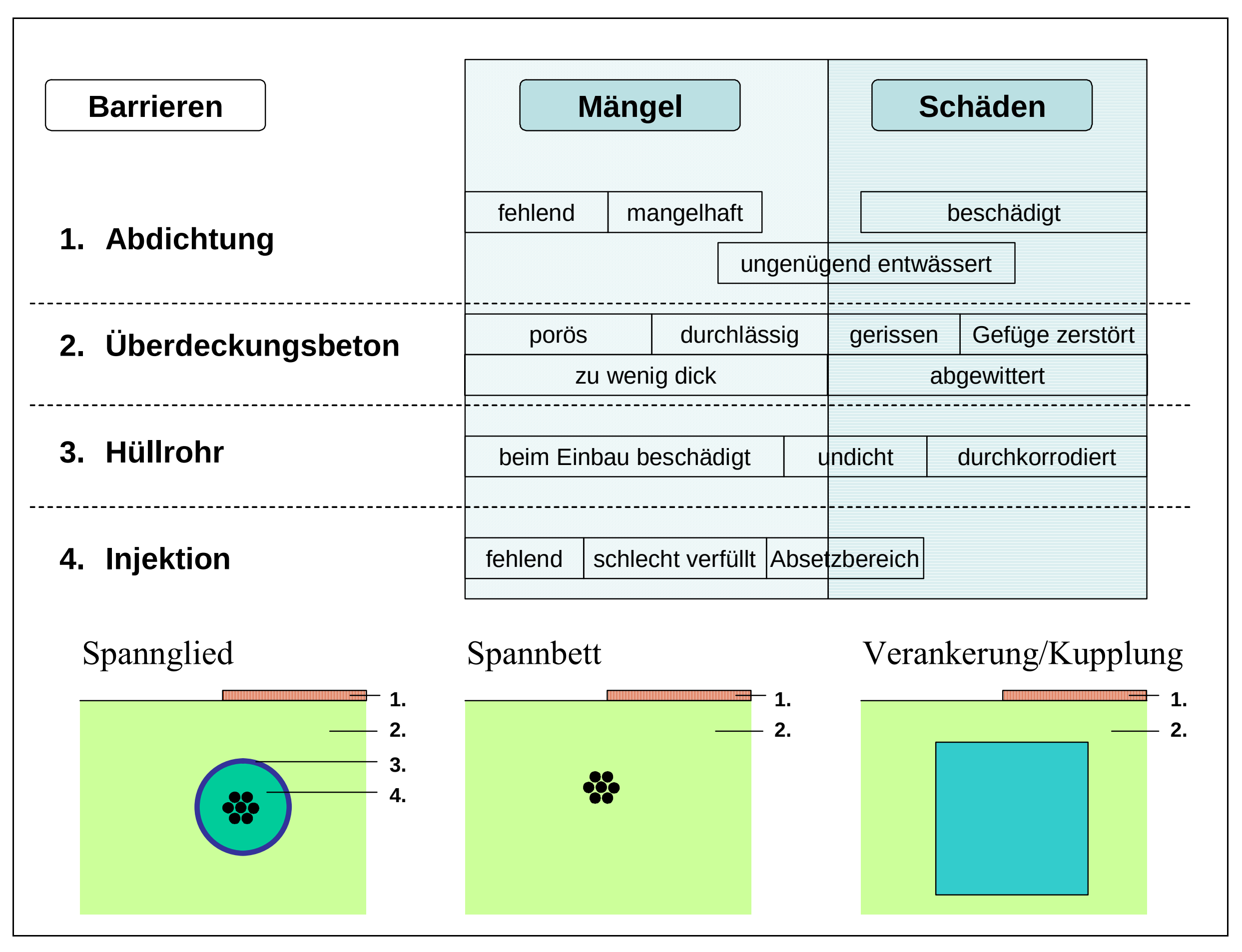


Bild 3.19 Barrieren gegen Chloride zwischen Verkehrsraum und Spannstahl

Lager und Gelenke

Lager und Gelenke sind dem Verschleiss besonders ausgesetzte Bauteile. Dort wo sie für Inspektionen zugänglich waren, ergaben sich beim Abbruch keine neuen Erkenntnisse. Dort wo sie unzugänglich waren, bewegten sich die Befunde im Rahmen dessen, was auf Grund der Exposition zu erwarten war.
Die in der zukünftigen europäischen Norm für Topflager (EN 1337, Teil 5) vorgesehenen Abnahmeprüfungen sind sinnvoll. Allerdings werden die Anforderungen von Lagern, die Jahrzehnte lang im Einsatz waren, infolge Materialversprödung nicht mehr erfüllt.

Fundationen

An Fundationen wurden keine Schäden oder Mängel festgestellt, was allerdings auch mit der angewendeten Methodik zusammenhängt.

Abdichtungen

Zweilagige Bitumendichtungsbahnen und die zugehörigen konstruktiven Anschlussdetails haben sich bewährt. Da Dichtungs- und Anstrichmassen mit der Zeit spröd werden, sollten sie bei allfälligen Instandsetzungsarbeiten vor mechanischen Beschädigungen geschützt werden.

3.3 Erfolg früherer Instandhaltungs- und Instandsetzungsmassnahmen

Im Forschungsgesuch war als Ziel formuliert worden, den Erfolg früherer Instandhaltungs- und Instandsetzungsmassnahmen beurteilen zu können.
Bei den genauer untersuchten Objekten (Untersuchungstiefe 1 und 2 gemäss Abschnitt 0) waren folgende vorhergehenden Instandsetzungs- und Instandhaltungsmassnahmen dokumentiert.

3.3.1 Reparatur von Abdichtungen

Die Brückenplatte der *Überführung Arsenal* (LU 102) war gemäss Unterlagen aus der Bauzeit mit einer Abdichtung auf Epoxiharzbasis und einem zweischichtigen Gussasphalt als Belag versehen. Beim Abbruch wies der Belag viele Reparaturstellen auf. Dort wurde die Abdichtung zum Teil beschädigt vorgefunden oder durch einen Bitumen- oder Teeranstrich ergänzt. Es ist unklar, ob die Beschädigungen der Abdichtung Teil des Schadens waren, der repariert wurde oder ob sie erst bei der Reparatur des Belags entstanden sind.

3.3.2 Betonreprofilierungen

Beim *Obkirchenviadukt Hergiswil* (NW 101) wurden nach der Hauptinspektion von 1992 stark chloridhaltige und poröse Betonstellen des Hohlkastens mit kunststoffmodifiziertem Mörtel reprofiliert. Vor dem Abbruch der Brücke Romeo wurden 27 Bohrkerne Ø 50 mm entnommen und mit zehn Kernen Haftzugfestigkeiten zwischen Beton und Reprofiliermörtel bestimmt [**TFB 2002**].

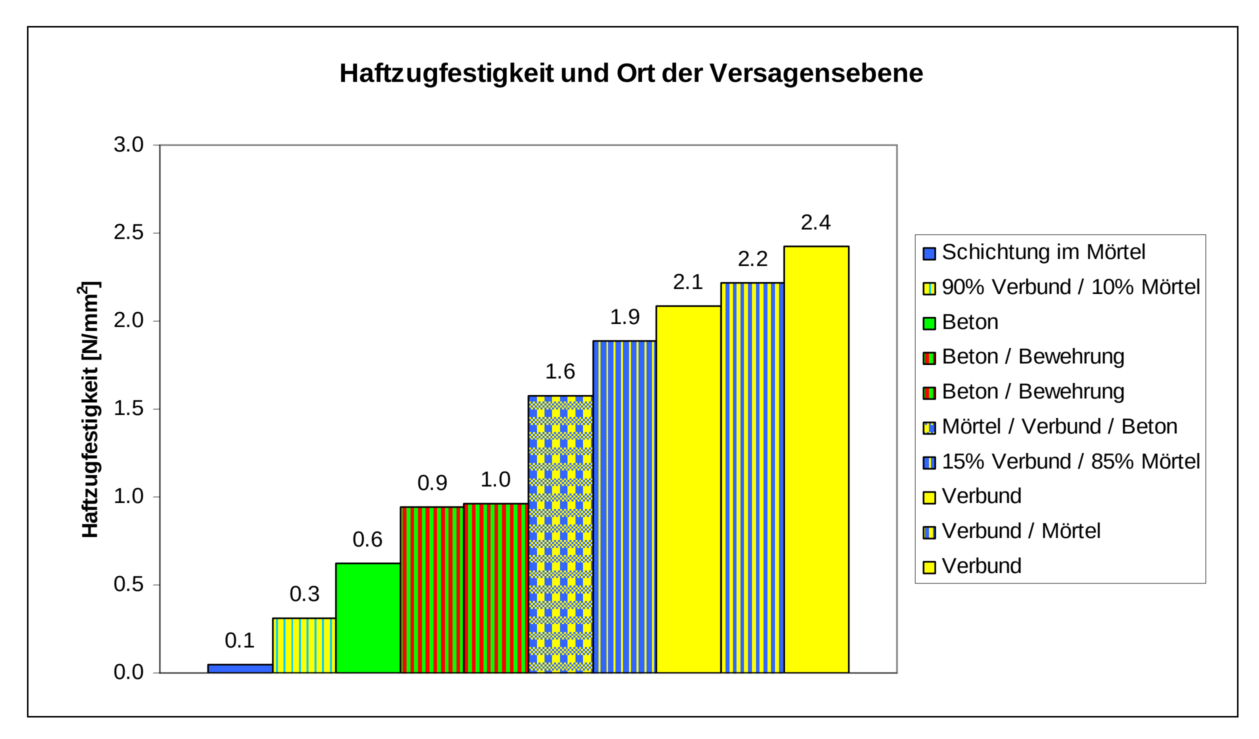


*Bild 3.20 Haftzugfestigkeit an Bohrkernen Ø 50 mm durch Reprofiliermörtel und Untergrundbeton (NW 101 nach [**TFB 2002**])*

Wie Bild 3.20 zeigt, streuen die bestimmten Haftzugfestigkeiten beträchtlich und die Ursache von kleinen Werten liegt in der Regel nicht im schlechten Verbund, sondern in einer Trennfläche innerhalb des Mörtels oder im Bereich von Oberflächenbeton und Bewehrung. Aller-

dings ist es fraglich, ob eine Haftzugfestigkeit, die an einem Bohrkern mit Bewehrungsdurchdringung bestimmt wurde, überhaupt aussagekräftig ist.

Auch bei der *Überführung Schulstrasse* (ZH 108) wurden mit Instandsetzungsmörtel reprofilierte Stellen aus dem Jahr 1997 genauer untersucht.
Nach fünf Jahren betrug die Karbonatisierungstiefe im Reprofiliermörtel (mit hohem Quarzanteil, sonst aber unbekannter Zusammensetzung) an der Untersicht des Brückenkastens bereits 7-10 mm. Unmittelbar neben den Reprofilierstellen wurde im karbonatisierten Beton Bewehrung mit teilweise fortgeschrittener Korrosion (Korrosionsgrad 2-3) freigespitzt. Chloridübertrag vom Alt- zum Neubeton konnte nicht festgestellt werden; allerdings war der Chloridgehalt generell tief.
Im Kasteninnern waren Reprofilierungen von ca. 5 mm Stärke, vermutlich mit Betec 040 (Einkomponenten- Vergussmörtel auf Zementbasis) ausgeführt worden. Der Chloridgehalt im Übergangsbereich Altbeton/Reprofiliermörtel betrug 0.7-0.9 Massen% bezogen auf den Zement und es konnte ein Chloridübertrag vom Altbeton zum Reprofiliermörtel nachgewiesen werden ([**TFB 2004**] p. 14f).

3.3.3 Auswechslung von Lagern

Bei der *Überführung Butzenbühlstrasse* (ZH 111) wurde festgehalten, dass 1988 die unteren Lagerplatten ersetzt und neu ausgegossen worden waren. Diese Massnahme konnte auch am Objekt verifiziert werden und die neuen Lagerteile waren in einem guten Zustand ([**Preisig 2003**] p. 13).

3.3.4 Vorspannung von Lagern mit Zugstangen

Die *Überführung Abzweigung Emmental* (BE 102) weist ein Verhältnis von Rand- zu Mittelspannweite von 0.25 auf, was bei ungünstiger Anordnung der Verkehrslast zum Abheben der Lager führen kann. Deshalb wurden 1978 an beiden Brückenenden je sechs Zugstangen (Staifix Ø 32 mm) angebracht, die ein solches Abheben verhindern sollten. Bei den Zugstangen waren bereits vor dem Abbruch leichtere Anrostungen im Bereich des Eintritts in die Widerlagerbank zu erkennen (Bild 3.21 (a)). Während des Abbruchs stellte sich heraus, dass die oberen Muttern und Ankerplatten zum Teil stark angerostet waren (Bild 3.21 (b)).





*Bild 3.21 Zugstangen zum Vermeiden des Abhebens der Brückenenden (BE 102 aus [**Bänziger 2000a**]);*
(a) Widerlagerbank vor dem Brückenabbruch,
(b) Zustand der Verankerungen nach dem Abbruch

Obwohl die konstruktiven Details bei nachträglich eingebauten Zugstangen sicher noch anspruchsvoller sind, als wenn diese von Anfang an vorgesehen werden können, zeigte sich, dass sich solche Tragelemente nicht bewähren und wenn möglich vermieden werden sollten.

3.3.5 Schlussfolgerungen

Die erwähnten Fälle von Zustandserfassungen von instand gesetzten, ersetzten oder nachträglich angefügten Bauteilen decken nicht den ganzen Bereich von möglichen Massnahmen ab und erscheinen eher zufällig. Auch muss sich eine solche Zustandserfassung nicht auf Objekte beschränken, die abgebrochen werden, da die Eingriffe doch eher an der Oberfläche bleiben und daher passende Untersuchungsmethoden zerstörungsfrei oder zumindest zerstörungsarm sind. Somit ist der beim Projekt ZEBRA gewählte Ansatz nicht zwingend.
Es besteht sicher ein Bedarf, das Langzeitverhalten z.B. von Reprofilierungen zu verfolgen. Dies macht jedoch nur Sinn, wenn sowohl die verwendeten Produkte als auch die befolgten Vorgehensweisen ausführlich dokumentiert sind. Nur dann können allgemein gültige Schlussfolgerungen gezogen und Empfehlungen formuliert werden.

3.4 Effizienz und Zuverlässigkeit von zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden

Das Projekt ZEBRA lieferte die erforderlichen Prüfobjekte für verschiedene andere Forschungsprojekte, die zum Teil ebenfalls durch die Brückenforschung aber auch aus andern Quellen finanziert wurden. Der Beitrag von ZEBRA beschränkte sich jeweils darauf, die Wünsche und Ansprüche der Forschungspartner zu sammeln und gegenüber Bauherr und Bauleitung koordiniert zu vertreten. Deshalb wurden die Resultate dieser verbundenen Projekte in der Regel nicht systematisch zurückgemeldet.
Die nachfolgenden Ausführungen enthalten deshalb vor allem Verweise auf andere Publikationen.

3.4.1 Überblick über zerstörungsfreie Prüfmethoden für Brücken in den USA

Im Projektverlauf wurde mit Mitteln von ZEBRA ein Bericht erstellt, der Publikationen zusammenfasste, die dem ASTRA von amerikanischen Kollegen aus der Federal Highway Administration (FHWA) der USA zur Verfügung gestellt worden waren [**Vogel 2000**]. Es handelte sich um einige Veröffentlichungen der FHWA sowie insbesondere die Tagungsbände der Konferenzen über zerstörungsfreie Prüfung *Structural Materials Technology I–III* (Atlantic City, Februar 1994, San Diego, Februar 1996, San Antonio, März 1998). Obwohl die Literatur heute zum Teil überholt sein mag, seien die Schlussfolgerungen zitiert:

> "In den untersuchten Unterlagen werden verschiedene teilweise technisch sehr anspruchsvolle Untersuchungsmethoden diskutiert. Einfachere, in der Praxis sicher auch eingesetzte Verfahren, werden kaum erwähnt. Bei Stahlbetonbrücken stehen Georadar und Impakt Echo zur Inspektion der Fahrbahnplatte im Vordergrund. Gesucht werden dabei Fehlstellen und Delaminationen im Beton sowie Abmessungen und Bewehrungslage. Der Zustand der Bewehrung selbst ist selten das Ziel der Untersuchung. Verfahren zur Bestimmung des Korrosionszustandes der Bewehrung oder der Voraussetzungen im Beton für das Auftreten von Korrosion (Karbonatisierungstiefe, Chloridgehalt, ...) werden kaum erwähnt.
> Die Untersuchung von Stahlbrücken hat meistens das Finden von Ermüdungsrissen in kritischen Elementen wie Bolzen oder Schweissungen zum Ziel. Für beide Materialien werden auch oft Verfahren angewendet, die das statische oder dynamische Verhalten der Brücke analysieren. Entsprechend der hohen Anzahl von Stahlbrücken (35 % gem. TFHRC) in den USA behandeln auch fast die Hälfte aller Artikel in den Konferenzbänden Methoden zur Untersuchung von Stahl.
> Etwa ein Drittel der Artikel beschäftigt sich nicht mit der zerstörungsfreien Zustandserfassung im Rahmen einer Inspektion (Non Destructive Evaluation, NDE) sondern mit Methoden zur Qualitätssicherung (QS) oder zur Langzeitüberwachung (Monitoring)."

3.4.2 Impact-Echo

Impact-Echo wurde bei der *Überführung Horwerstrasse Kriens* (LU 101) eingesetzt. Resultate sind in [**Banz 1998**] und [**Banz 1999**] veröffentlicht. Ein Nachfolgeprojekt, das allerdings auf noch in Gebrauch stehenden Brücken und nicht auf ZEBRA-Objekten basierte, ist in [**Bujard 2001**] dokumentiert. Die wichtigsten Versuchsergebnisse sind (zitiert aus der Zusammenfassung von [**Bujard 2001**]):

> "Risse oder Ablösungen können mit der Impact-Echo-Methode nachgewiesen werden, wenn die Öffnung mindestens 0.1 mm beträgt und wenn die Länge oder Breite l grösser als 25% der Wellenlänge λ ist, die durch den Impuls der Kugel angeregt wird. Zudem

muss die Fehlstelle in einer Tiefe zwischen $\lambda/2$ (minimale Tiefe) und $3l$ (maximale Tiefe) liegen.
(...)
Die Bewehrung kann sich sehr nachteilig auf die Ergebnisse auswirken, auch wenn sie einen geringen Durchmesser aufweist.
Die Prüfmethode Impact-Echo kann zur Entdeckung von Kiesnestern in einem Betonbauwerk angewendet werden, jedoch unter der Voraussetzung, dass die Betonoberfläche eine gute Qualität aufweist. Eine gute Kenntnis der Dicke der getesteten Bauteile muss hierbei gewährleistet werden.
Die Anwendung der Prüfmethode Impact-Echo zur Kontrolle der Injektion von Spanngliedhüllrohren ist zwar möglich, jedoch heikel und erfordert ausreichende Erfahrung.
(...)
Die Tiefe, bis zu der ein an der Oberfläche sichtbarer Riss eine Öffnung von mindestens 0.1 mm aufweist, kann präzise mit der Prüfmethode Impact-Echo bestimmt werden."

Bei der *Überdeckung Töss* (ZH 107) wurde versucht, an ausgebauten Trägern mittels Impact-Echo Inhomogenitäten wie z.B. Hohlstellen im Injektionsgut der Spannglieder festzustellen, allerdings ohne Erfolg ([**TFB 1999**], p. 36).

3.4.3 Potenzialmessungen

Bei einigen Objekten waren Potenzialmessungen im Rahmen früherer Zustandserfassungen durchgeführt worden (z.B. ZH 108, ZH 109, ZH 110, ZH 111). Deren Resultate wurden jedoch beim Abbruch nicht systematisch überprüft, sondern dienten allenfalls als Hinweis für geeignete Orte von Sondierungen.

Objekt	Bauteil	Potenzial in V_{CSE}			Prozentualer Anteil der Flächen		
		Oberer Grenzwert für hohe Korrosionswahrscheinlichkeit	Wert Mitte Übergangsbereich	Unterer Grenzwert für geringe Korrosionswahrscheinlichkeit	Hohe Korrosionswahrscheinlichkeit	Übergangsbereich	Geringe Korrosionswahrscheinlichkeit
Überführung Horwerstrasse (LU 101)	Fahrbahnplatte	-350	-175	0	4	95	1
	Trottoir Nord	-350	-175	0	< 1	97	3
	Trottoir Süd	-	< 0	0	< 0.1	90	10
	Stützen	-300	-200	-100	10	60	30
Überführung Arsenal (LU 102)	Fahrbahnplatte	-300	-200	-100	0.4	27.3	72.3
	Trottoir Nord	-300	-200	-100	0.1	4.1	95.8
	Trottoir Süd	-300	-200	-100	0.0	49.9	50.1

*Tabelle 3.5 Potenziale und Verteilung der Flächen nach Korrosionswahrscheinlichkeit (aus [**Steiger 1999**] und [**Steiger 2001**])*

Bei der *Überführung Horwerstrasse* (LU 101) und der *Überführung Arsenal* (LU 102) wurden die Potenziale der Fahrbahnplatte samt Trottoirs nach Entfernen des Belags und der Stüt-

zen in einem 25 × 25 cm Raster gemessen und mit Sondieröffnungen bzw. Bohrkernen geeicht. Tabelle 3.5 zeigt die Grenzwerte der Potenziale und die prozentuale Verteilung der Flächen nach Korrosionswahrscheinlichkeit auf.

Bei der *Überdeckung Töss* (ZH 107) wurde an ausgebauten Trägern Potenziale gemessen und sowohl mit dem Chloridgehalt als auch mit dem Korrosionsgrad korreliert ([**TFB 1999**] und [**Hunkeler 1999b**]).
Die wesentlichen Ergebnisse sind (zitiert aus [**Hunkeler 1999b**]):

> **"Potenzial – Korrosionsgrad**
> (...) Es fiel auf, dass der Korrosionsgrad der schlaffen Bewehrung oft kleiner bewertet worden war als derjenige der weiter innen liegenden Kabelhalter, Hüllrohre und Drähte. Dies ist auf verschiedene Gründe zurückzuführen:
> Die umfangreichen Korrosionsprodukte, die am Kabelhalter entstanden, führten zu Rissen oder weiteten bereits vorhandene innere Risse auf. Diese Risse bildeten direkte Wasserwege zum Hüllrohr. Der Weitertransport der Chloride – in eher noch tieferen Lagen als nach aussen zur schlaffen Bewehrung hin – wurde durch den Wassertransport infolge des Feuchtigkeitsgefälles von aussen nach innen verstärkt.
> Durch die zum Teil starke Korrosion von Kabelhaltern und Hüllrohren wurde die schlaffe Bewehrung kathodisch geschützt.
> Eine vergleichbare Beurteilung von Elementen mit stark unterschiedlichen Dimensionen und Geometrien ist schwierig. Zudem kann die Beurteilung je nach der Wichtigkeit des betrachteten Elements unterschiedlich ausfallen.
>
> **Potenzial – Chloridgehalt**
> (...), ist ersichtlich, dass bei zwei Trägern das Potenzial um rund 125 mV_{CSE} und beim dritten Träger um etwa 95 mV_{CSE} pro Masseprozent Chlorid auf Bewehrungsniveau abnimmt. Die Differenz ist vermutlich auf die geringere Feuchtigkeit des dritten Trägers zurückzuführen.
> Wird zusätzlich der Korrosionsgrad miteinbezogen, geht hervor, dass ab einem Potenzial von rund -250 mV_{CSE} Lochfrass am Spannsystem (Hüllrohr und Drähte) festgestellt werden kann. Dies entspricht Chloridgehalten von 0.5 bis 0.8 Masseprozent Chlorid auf Bewehrungs- bzw. Hüllrohrniveau (...)."

3.4.4 Georadar

Die Untersuchungen mittels Georadar der EMPA (J. Hugenschmidt) umfassten fünf ZEBRA-Objekte. Auswahlkriterium war insbesondere die vorgesehene Abbruchmethode, da die Messungen nur beim Zersägen des Brückenträgers über grössere Bereiche verifiziert werden können. Die Objekte werden im Schlussbericht [**Hugenschmidt 2005**] p. 9 zum Teil anders bezeichnet. Tabelle 3.6 stellt den Zusammenhang zwischen den verschiedenen Bezeichnungen her.
Systematisch untersucht wurden die Belagsdicke (SZ 103, ZH 117, TI 101) und die Betonüberdeckung der obersten Bewehrungslage (alle Feldversuche). In Einzelfällen (SZ 103) wurden auch Belagsschäden (Ablösung von Deck- und Ausgleichsschicht) und Elementfugen im Beton detektiert. Die erste Messkampagne wurde in der Regel vor dem Abbruch des Belags durchgeführt, dokumentiert und interpretiert. Beim Abbruch der Brücke wurden dann die Belagsstärke und die Betonüberdeckung nachgemessen und mit den Georadar-Daten verglichen.
Spannglieder waren bei den Feldversuchen kein Untersuchungsobjekt, jedoch in einem Fall ein Störfaktor (BE 108). Hingegen konnte bei einem Träger des *Viadotto sopra le Cantine* (TI 101) die Lage der beiden Spannglieder im dreidimensionalen Laborversuch eruiert werden.

Bezeichnung Georadar [Hugenschmidt 2005] Tabelle 1.1-1			**Bezeichnung ZEBRA**	
Nr.	**Objektbezeichnung**	**Bemerkungen**	**ZEBRA-Nr.**	**Objektbezeichnung**
1	Überführung Burggasse	Feldversuch	SZ 103	Überführung Burggasse
2	Rampe Sihlhochstrasse	Feldversuch	ZH 117	Hilfsbrücke Sihlhölzli
3	Viadotto sopra le Cantine	Feldversuch	TI 101	Viadotto sopra le Cantine
4	Überführung Wyssenried	Feldversuch	BE 108	Überführung Wyssenried
5	Aabachbrücke	Feldversuch	ZH 118	Aabachbrücke Wilstrasse
6	Längsträger vom Viadotto sopra le Cantine	Laborversuch	TI 101	Viadotto sopra le Cantine

Tabelle 3.6 Konkordanztabelle Forschungsprojekte Georadar und ZEBRA

Die wichtigsten Ergebnisse sind [**Hugenschmidt 2005**] p. 5:
- Die Belagsdicken konnten auf 95% der untersuchten Strecke bestimmt werden. Die mittlere Abweichung zwischen Radarergebnis und Realität betrug 9 mm.
- Die Frage, wie gut das Verfahren Schäden im Asphaltbelag detektieren kann, konnte nicht abschliessend beantwortet werden.
- Die Überdeckung der obersten Bewehrungslage konnte auf 77% der untersuchten Strecke bestimmt werden. Die mittlere Abweichung zwischen Radarergebnis und Realität betrug 10 mm. Über weite Strecken konnte zusätzlich die Maschenweite der obersten Bewehrungslage bestimmt werden.
- Die Position von Spanngliedern in der Brückenplatte konnte mit einer manuellen Radaruntersuchung mit einer Genauigkeit von weniger als 50 mm bestimmt werden. Der Anteil der gefundenen Spannglieder ist abhängig vom investierten Zeitaufwand und vom untersuchten Objekt.

Bezüglich detaillierter Resultate wird auf den Schlussbericht des Forschungsprojekts AGB 2000/553 *Beurteilung des Zustandes von Brücken mittels Georadar* [**Hugenschmidt 2005**] verwiesen, der auch weitere Erfahrungen der EMPA mit anderen Objekten enthält.

3.4.5 Dynamische Untersuchungen

Zwei Objekte wurden unter Federführung der EMPA für ausführliche dynamische Untersuchungen gebraucht. Die Bauwerke sind im Anhang B näher beschrieben.

3.4.5.1 Überführung Z24 Staatsstrasse Nr. 93 (BE 104, Anhang B Seite 110ff)

Innerhalb des international angelegten Projekts SIMCES (System Identification to Monitor Civil Engineering Structures) hatte die EMPA die Aufgabe, ein geeignetes Objekt für Feldversuche zu finden. Im Rahmen dieses Projekts wurde die *Überführung Z24 Staatsstrasse Nr. 93* (BE 104) gezielt geschädigt um die Veränderung des Schwingungsverhaltens verfolgen zu können. Nach einer neunmonatigen Dauerüberwachung wurden das Systemverhalten und insbesondere die Temperatureinflüsse erfasst.

Nach der Überleitung des Verkehrs auf das Ersatzbauwerk konnten folgende Schädigungsszenarien realisiert werden, obwohl die Brücke weiterhin die Nationalstrasse überspannte:
- Absenkung einer Stütze in vier Stufen um insgesamt 95 mm
- Verdrehung eines Fundaments um 15 mm
- Betonabplatzungen an der Untersicht von 12 und 24 m^2
- Erdrutsch von 1 m Höhe
- Bruch von Betongelenken einer Randstütze
- Bruch von insgesamt vier Verankerungen der Spannglieder in zwei Stufen

- Bruch von Spanndrähten in drei Stufen (2, 4 und 6 Spannglieder).

Details und Resultate finden sich in [**Brinker 2001**], [**Cantieni 1999**] und [**Peeters 2000**].

3.4.5.2 Obkirchenviadukt Hergiswil (NW 101, Anhang B Seite 140ff)

Die Brücke Romeo (Spuren Nord-Süd) des *Obkirchenviadukts Hergiswil* (NW 101) stand der EMPA vor dem Abbruch für dynamische Untersuchungen zur Verfügung. Vom Mai bis Dezember 2000 wurde ein Langzeitüberwachungssystem installiert, mit dem Ziel, den Einfluss von Umweltparametern auf die Schwingungseigenschaften der Brücke zu studieren.
Danach wurden einerseits die Pendelstützen beim nördlichen Widerlager durch hydraulische Pressen ersetzt und andererseits der Biegewiderstand des Querschnitts durch Trennen von zwei der acht Spannglieder gezielt geschwächt, damit bei Zwängungsbeanspruchung kein Schubbruch entstehen kann und Biegerisse früher auftreten.
Anschliessend wurden zwei verschiedene Schadensszenarien realisiert. Im ersten Szenario wurde der Brückenträger beim nördlichen Widerlager in zwei Stufen um 60 cm abgesenkt. Im zweiten Szenario wurde die Brücke in Feldmitte des nördlichen Randfeldes vertikal stufenweise bis 4'800 kN belastet. Um die dynamischen Parameter der Brücke bestimmen zu können wurde die Brücke für jede Verschiebungs- bzw. Laststufe mit einem servohydraulischen Schwingungserreger mit einer maximalen Kraft von 20 kN und Frequenzen zwischen 2 und 20 Hz angeregt.
Details und Resultate finden sich in [**Feltrin 2001**], [**Feltrin 2002**], [**Huth 2003**] und [**Huth 2005**].

3.4.5.3 Schlussfolgerungen

Die modale Schwingungsanalyse ist ein eigenes Forschungsgebiet mit je nach Tragwerkstyp unterschiedlich grossem Potenzial. Bezüglich der beiden ZEBRA-Objekte sollen Schlüsselsätze aus [**Huth 2003**] zitiert und kommentiert werden:

- BE 104: "Anhand von Experimenten an der dreifeldrigen vorgespannten Z24 Brücke konnten Maek et al. mit Hilfe der Methode der direkten Bestimmung der Steifigkeit grössere eingebrachte Schädigungen erfolgreich lokalisieren und quantifizieren. Die an der (...) Z24 durchgeführten Untersuchungen zeigten, dass Umweltparameter wie z.B. Temperatur modale Parameter stark beeinflussen können."

Wie in Abschnitt 3.4.5.1 aufgeführt, waren die Schädigung jedoch von einer solch massiven Art, dass sie bei jeder Inspektion mühelos erkannt worden wären.

- NW 101: "Die Resultate dieser Studie zeigen, dass es nicht möglich war, Schäden in einem frühen Stadium zuverlässig zu detektieren, lokalisieren und zu quantifizieren. Hauptgründe dafür sind einerseits in der starken Beeinflussung der Umweltparameter auf die modalen Parameter zu sehen. Andererseits ist der Effekt zu berücksichtigen, dass nach der eingebrachten Schädigung die Risse wieder durch den Spannbeton überdrückt und damit der Steifigkeitsverlust teilweise kompensiert wurde."

Das Grundproblem dürfte darin bestehen, dass die modalen Parameter globaler Art sind, die eingebrachten Schädigungen jedoch lokaler Art. Ein Schliessen von globalen Parametern auf lokale Schädigungen ist deshalb auch theoretisch kein robuster Inversionsprozess, ganz abgesehen von den Umwelteinflüssen.

3.5 Übereinstimmung von planmässigen und effektiven Abmessungen

3.5.1 Messungen in situ

Bei der *Überführung Horwerstrasse Kriens* (LU 101) wurden die Belags- und Konstruktionsstärken und deren Raumgewichte mit verschiedenen Methoden bestimmt und daraus die effektiven Eigen- und Auflasten berechnet. Die Abweichungen bei den Eigenlasten waren gering (0 bis +4%), bei den Auflasten jedoch erheblich (+57%), was auf nachträglich aufgebrachte Belagsschichten zurückzuführen sein dürfte. Für dasselbe Objekt wird auch gezeigt, dass der Lastfaktor für Eigenlasten und Auflasten nur gemäss der Richtlinie [**SIA 462**] auf $\gamma = 1.15$ reduziert werden darf, wenn die Abmessungen mit dem Messband an den Schnitträndern und die Raumgewichte durch einen Tauchversuch verifiziert werden. Eine ähnliche Genauigkeit der Dickenmessung ist mit tachymetrischen Aufnahmen zu erreichen, nicht aber, wenn die Dicken der Schichten mit Impact-Echo bestimmt werden ([**Banz 1998**] p. 30 und **Banz 1999**]).
Auch bei andern Objekten wird über grössere Belagsstärken als in den Plänen eingezeichnet berichtet (z.B. ZH 103, 130 statt 70 mm).

3.5.2 Messungen im Rahmen von Bruchversuchen

Bei Brückenträgern, die ausgebaut und am IBK der ETH Zürich bis zum Bruch belastet wurden, wurden die Abmessungen und Bewehrungsquerschnitte routinemässig überprüft.
Vom *Lehnenviadukt Neuenhof* (AG 102) wurde ein vorfabrizierter Träger als Ganzes auf den Freiluft-Belastungsstand der ETH Hönggerberg transportiert und im Rahmen einer Diplomarbeit bis zum Bruch belastet (Bild 3.22). Er wies eine Stegstärke von 155 mm statt der planmässigen 140 mm auf. Dies wurde allerdings erst nach dem Bruch bemerkt, als die Dicke des zerstörten Stegs direkt gemessen werden konnte ([**Vontobel 2002**] p. 68). Zudem bestanden Widersprüche bezüglich der Anzahl Bügel zwischen der Darstellung im Bewehrungsplan einerseits und deren Beschriftung und der Eisenliste andererseits ([**Vontobel 2002**] p. 12).
Der Ortbetonträger der *Platzertobelbrücke* (GR 106) wurde vor Ort längs halbiert, so dass zwei Plattenbalken entstanden, die jeweils Gegenstand einer experimentellen Diplomarbeit waren. Bereits in der ersten Arbeit ([**Schulte 2000**] p. 4) wurden Abweichungen in der Stegstärke festgestellt, die durch die zweite Gruppe ([**Bruderer 2001**] p. 7) bestätigt wurden (Bild 3.22). Auch die Abstände der Querträger stimmten nicht mit den Plänen überein, so dass die Spannweite 10.84 bis 10.87 m statt 10.50 m betragen haben muss.
Vom *Lehnenviadukt Wassnerwald* (UR 102) wurden fünf Träger an die ETH gebracht und im Rahmen von zwei Diplomarbeiten und einer Doktorarbeit bis zum Bruch belastet. Abweichungen bei den Querschnittsabmessungen der Träger wurden nicht festgestellt, jedoch waren im Spanndrahtpaket im unteren Bereich des Trägers nur 44 Drähte Ø 6 mm eingelegt statt 50, wie in den Plänen dokumentiert ([**Zwicky 2000**] p. 17).

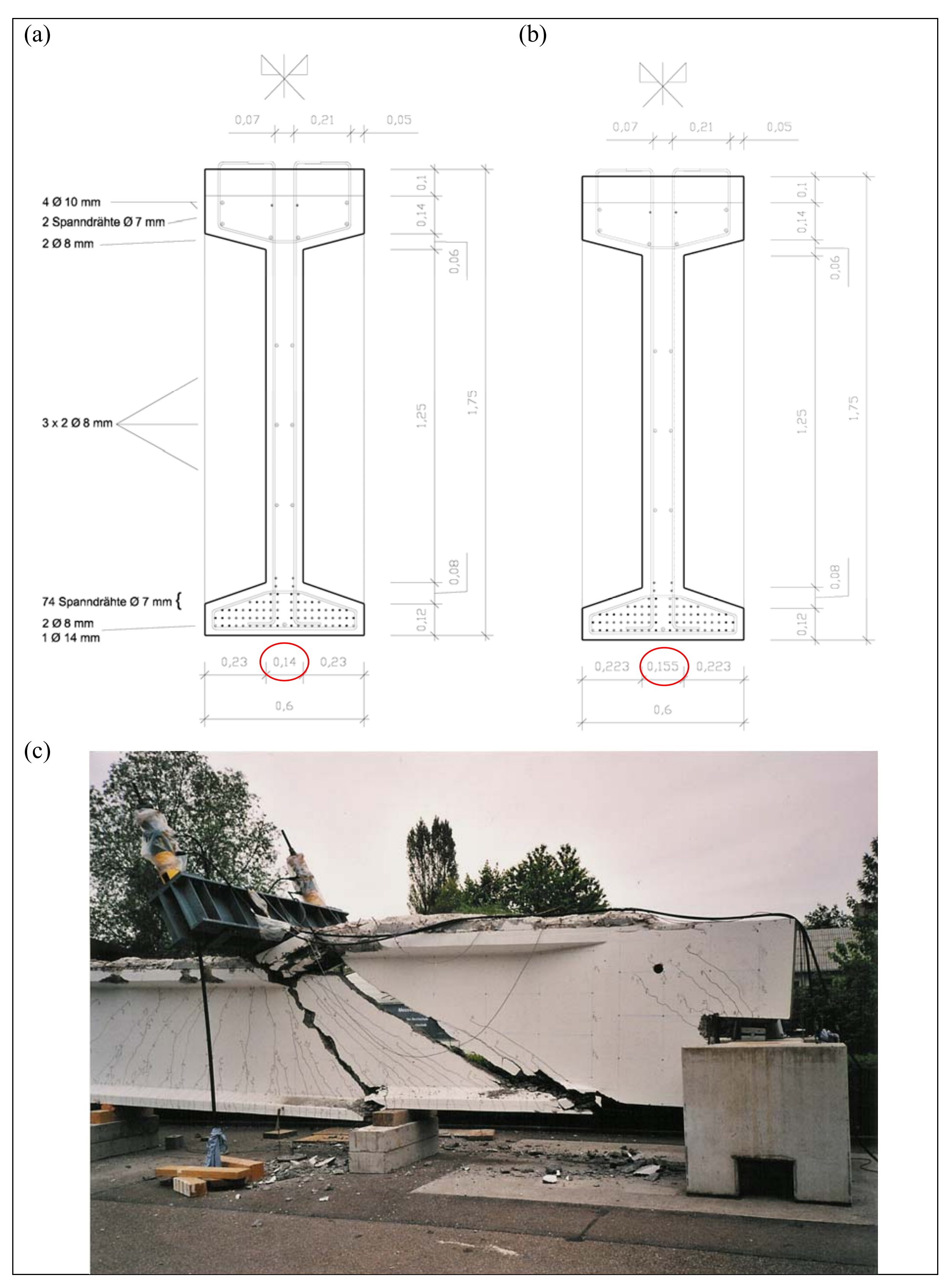


*Bild 3.22 Lehnenviadukt Neuenhof (AG 102, aus [**Vontobel 2002**]); (a) planmässiger Trägerquerschnitt, (b) effektiver Trägerquerschnitt, (c) Bruchbild*

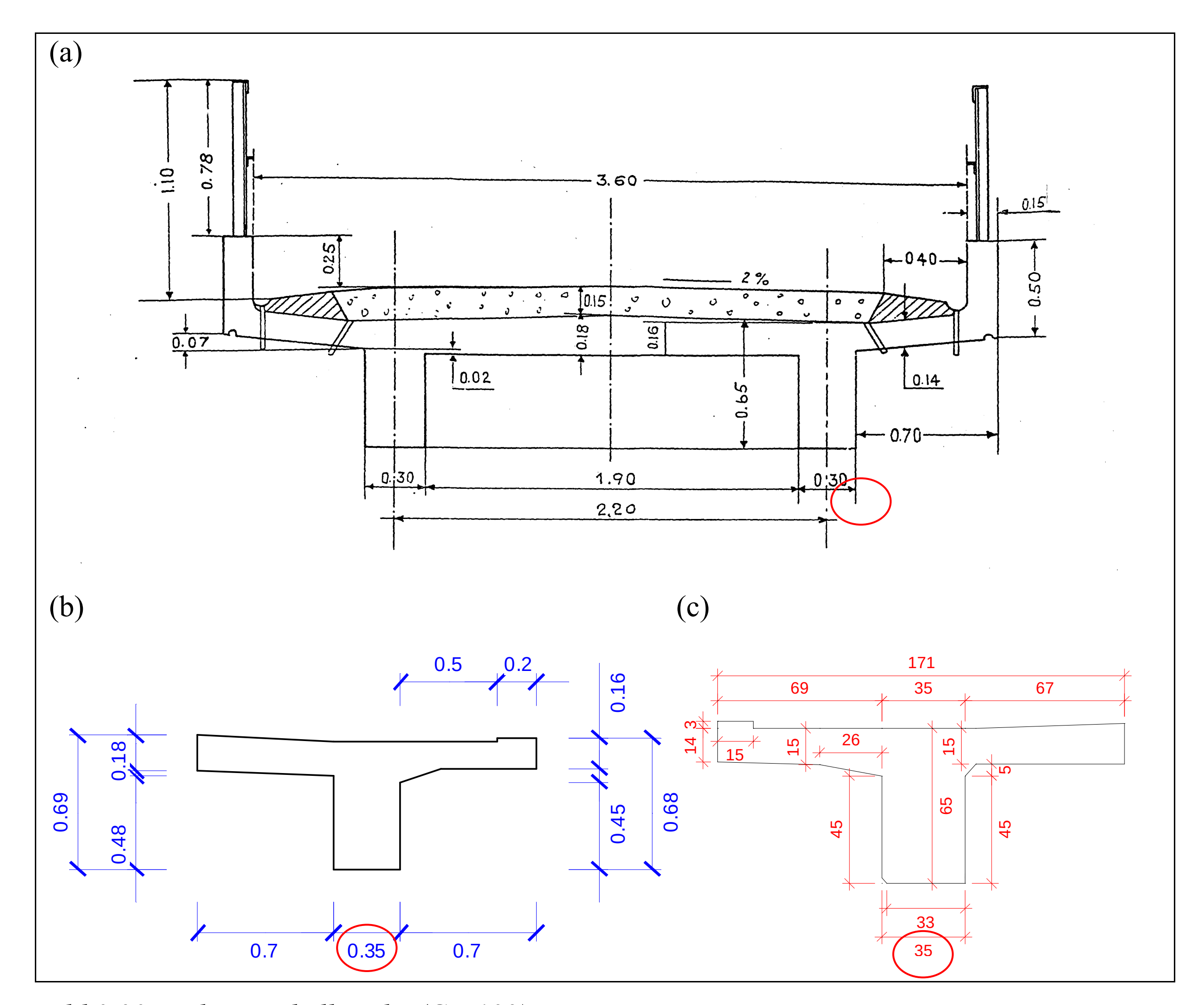


Bild 3.23 Platzertobelbrücke (GR 102);
(a) Querschnitt im Plan von 1912,
*(b) gemessener Querschnitt Träger 1 aus [**Schulte 2000**],*
*(c) gemessener Querschnitt Träger 2 aus [**Bruderer 2001**]*

3.5.3 Andere Abweichungen Pläne-Bauwerk

Als Abweichung des Bauwerks von den Plänen können auch die rechteckigen Blechkanäle bezeichnet werden, die bei der *Überführung Z24 Staatsstrasse Nr. 93* (BE 104) zum Vorschein kamen. Diese Art der Spanngliedführung war in keinem Plan verzeichnet und nur ein langjähriger Mitarbeiter der Spannfirma konnte sich auf Nachfrage an die damals gewählte Lösung erinnern: Infolge hohem Vorspanngrad und dadurch beschränkter Platzverhältnisse wurden in den Randträgern die Spannglieder zusammengefasst und statt in Hüllrohren in einem gefalzten Blechkanal geführt (Bild 3.24). An den Enden wurde das Spannglied mittels Hosenrohren auf verschiedene Verankerungen aufgeteilt.

Dieses Konzept war sehr aufwendig und weder bezüglich Korrosionsschutz noch Verbund ideal. Beim Zersägen der Spannglieder traten Schlupfwerte von 15 bis 20 mm auf, was auf einen schlechten Verbund schliessen lässt. Bei normalen Blechhüllrohren betrugen die entsprechenden Werte im selben Bauwerk 1 bis 10 mm.





*Bild 3.24 Spannglieder in gefalztem Blechkanal (BE 104 aus [**Bänziger 2000b**])*
(a) Detaillierter Aufbau, (b) Einlagen als Distanzhalter und Stossverbindungen

3.5.4 Schlussfolgerungen

Obwohl die Abmessungen der Abbruchobjekte nicht systematisch kontrolliert wurden, können doch folgende Schlussfolgerungen getroffen werden:

- Offensichtlich wurden in den dokumentierten Fällen keine Pläne des ausgeführten Bauwerks erstellt bzw. die Baupläne nicht nachgeführt, was sich für die Erhaltung sehr nachteilig auswirkt.
- Planunterlagen ist grundsätzlich ein gesundes Misstrauen entgegenzubringen.
- Insbesondere Arbeiten, die ohne detaillierte Ausführungspläne ausgeführt werden, wie Belagsarbeiten und Belagserneuerungen, sind in der Regel nicht dokumentiert.
- Im Rahmen einer Zustandserfassung sollte jede Gelegenheit Abmessungen einfach zu überprüfen, wahrgenommen werden (Belagsstärken beim Öffnen von Belagsfenstern, Bauteildicken beim Erstellen durchgehender Kernbohrungen etc.).
- Bei Bauteilen die beidseits zugänglich sind, rechtfertigt sich der Einsatz zerstörungsfreier Prüfmethoden zur Dickenmessung in der Regel nicht, da ihre Genauigkeit nicht mit derjenigen von direkten Messungen mithalten kann.
- Auch vorfabrizierte Bauteile können von ihren planmässigen Abmessungen abweichen. Bei Typen, die sich in der Bewehrung, nicht aber in den Abmessungen unterscheiden, ist die Verwechslungsgefahr beim Einbau zu bedenken.
- Obwohl für die Vorspannung in der Regel eigene Pläne erstellt werden, sind auch diese nicht immer zuverlässig. Ein Wechsel des Spannsystems oder eines konstruktiven Details in einem späten Zeitpunkt wurde nicht immer zuverlässig dokumentiert.

3.6 Streuströme

Als Teil des Projekts Bahn 200 wurde im Raum Bützberg/Langenthal ein Abschnitt der Stammlinie Bern–Zürich ausser Betrieb genommen, so dass eine Bahnbrücke (BE 108) sowie vier Personenunterführungen bzw. Schienenüberführungen (BE 109 bis BE 112) überflüssig wurden und abgebrochen werden konnten. Die nachstehenden Erläuterungen sind [**TFB 2005**] entnommen.

3.6.1 Durchgeführte Untersuchungen

Die Untersuchungen der Schweizerischen Gesellschaft für Korrosionsschutz (SGK) Zürich im Auftrag der SBB hatten die Erfassung der Streustromsituation und -gefährdung bei diesen fünf Objekten zum Ziel. Die Messungen wurden teils noch während dem Normalbetrieb und teils nach der Stilllegung des Streckenabschnitts durchgeführt. Sie umfassten:

- die Überprüfung der Vermaschung Bauwerk/bahntechnische Anlagen und die Erfassung der Erdungssituation
- die Beurteilung der Streustromgefährdung der verschiedenen Objekte
- die Überprüfung der Wechselstrombeeinflussung
- die Messung von Schienenströmen und
- die Überprüfung der Schienenisolation.

3.6.2 Ergebnisse

Als Ursache für Streuströme sind mit Gleichstrom betriebene Bahnen (z.B. Aare-Seeland-Mobil in der Nähe) und Makroelemente zwischen z.B. Betonfundamenten und Wasserleitungen zu betrachten. Im Weiteren können Streuströme über PEN-Leiter (Erdung Elektrizitätswerk) über grosse Distanzen verschleppt werden. Am Ort des Streustromeintritts in ein Tragwerk wird das Potenzial in die negative Richtung, am Ort des Austritts in die positive Richtung verschoben. Am Ort des Stromaustritts wird die Metallauflösung verstärkt.

3.6.2.1 Vermaschung

Die Bewehrung war bei den Objekten BE 109 bis BE 112 gut vermascht. Im Gegensatz dazu war bei der *Überführung Wyssenried* (BE 108) die Bewehrung eines Pfeilers nicht mit derjenigen der Fahrbahnplatte elektrisch verbunden. Die Bahnerdung (Schiene) und die Bauwerkserdung (Bewehrung) waren bei der *Überführung Wyssenried* und der *Unterführung Kantonsstrasse T1* (BE 109) elektrisch verbunden, bei den übrigen Objekten elektrisch getrennt. Im Bahnhof Bützberg bestand im Weiteren eine elektrische Verbindung des PEN-Leiters (Erdung EW) und der Bahnerdung. Geländer und Fahrleitungsmasten waren bei allen Objekten bahngeerdet.

3.6.2.2 Streuströme

Bei allen Objekten bestand eine Beeinflussung durch Streuströme. Diese kann aus korrosionstechnischer Sicht als unkritisch beurteilt werden.

Die Potenziale der beiden mit der Bahnerdung elektrisch verbundenen Objekte waren im Mittel deutlich negativer als bei den übrigen Objekten. Sie lagen im Bereich des Schienenpotenzials von rund –300 mV_{CSE}. Die mittlere anodische Beeinflussung war gleichzeitig grösser: Bei den Objekten BE 110 bis BE 112 lag sie unter 20 mV, bei den Objekten BE 108 und BE 109 war sie mit 60 und 92 mV deutlich höher. Der kritische Wert liegt gemäss [**SGK 2001**] und internationalen Normen bei 100 mV.

Das mittlere Potenzial des nicht mit dem übrigen Bauwerk vermaschten Pfeilers von Objekt 108 war mit –140 mV_{CSE} deutlich positiver und die mittlere anodische Beeinflussung mit

+2 mV_{CSE} deutlich kleiner als beim übrigen Bauwerk. Die Werte entsprachen denjenigen der Objekte BE 110 bis BE 112.

3.6.2.3 Wechselstrombeeinflussung

Die Wechselstrombeanspruchung war bei allen Objekten gering und korrosionstechnisch unkritisch. Am grössten war sie infolge der elektrischen Verbindung der Bewehrung des Bauwerks mit der Schiene wiederum bei den Objekten BE 108 und BE 109.
Die in einem mit 1.0 m Abstand parallel zur Schiene ausgelegten Messkabel induzierte Wechselspannung betrug im Mittel 9 V.

3.6.2.4 Schienenströme

Die Schienenströme wurden nach der Stilllegung der Linie während einer Stunde bei den Objekten BE 109, BE 111 und BE 112 gemessen. Die Mittelwerte betrugen -0.4 bis 3.1 mA, d.h. sie flossen bei BE 109 in entgegen gesetzter Richtung wie in BE 111 und BE 112. Untersuchungen beim Bahnhof Bützberg ergaben eine elektrische Verbindung der Schiene mit dem PEN-Leiter des EW. Über diesen Leiter konnten Streuströme in die Erdung des EW gelangen.

3.6.2.5 Schienenisolation

Ebenfalls nach der Ausserbetriebnahme wurde der Widerstand zwischen der Schiene und der Bewehrung gemessen. Der spezifische Widerstand war bei Objekt BE 109 grösser als bei BE 111 und BE 112. Dies war ein Effekt der Abdichtung, die bei BE 109 vorhanden war. Messungen des spezifischen Widerstands an einer Abdichtungsprobe ergaben ungefähr doppelt so hohe Werte wie vor Ort. Dies wurde auf allfällige Fehlstellen mit Feuchtigkeitseintritten vor Ort zurückgeführt.

3.6.3 Gesamtbeurteilung

Die Messungen haben gezeigt, dass elektrische Verbindungen der Bewehrung mit der Bahn unbedingt vermieden werden sollten. Sie waren die Ursache für die stärkere Beanspruchung der Objekte BE 108 und BE 109 durch Streuströme. Dies wurde gezeigt durch den Vergleich der Messungen an der Fahrbahnplatte bzw. am nicht mit der Fahrbahnplatte vermaschten Pfeiler von BE 108 bzw. mit den Messungen an BE 109 nach der Trennung der elektrischen Verbindung von der Bewehrung zur Schiene. Die Forderung in der SGK Richtlinie C3 [**SGK 2001**] wurde bestätigt.
Nach der Stilllegung der Strecke wurden Schienenströme gemessen, die auf eine elektrische Verbindung zwischen der Erdung des Elektrizitätswerks und der Bahnerdung zurückgeführt werden konnten. Derartige elektrische Verbindungen sind gemäss der erwähnten Richtlinie ebenfalls nicht zulässig, da sie die Ausbreitung von Streuströmen erleichtern bzw. verstärken.
Ab einer Länge von rund 150 m können in parallel zur Schiene verlaufenden, isolierten Leitern Wechselspannungen über 5 V induziert werden. Dies bestätigt die Forderung in [**ASTRA 2001**], wonach elektrisch isolierte Spannglieder über eine Abgrenzeinheit geerdet werden müssen.

3.7 Rückbauverfahren für Arbeiten unter Verkehr

Durch die Begleitung all der Abbruchprojekte ist ein guter Überblick bezüglich der verwendeten Rückbauverfahren entstanden, insbesondere wenn der Verkehr aufrecht erhalten bleiben muss.

3.7.1 Randbedingungen

Der Verkehr über das abzubrechende Objekt ist meistens kein spezielles Problem, da er entweder eingestellt wird (bei Abbruch ohne Ersatz) oder aber durch Provisorien ohnehin für die ganze Bauzeit zu gewährleisten ist (bei Abbruch mit Ersatzbau). Hingegen führt das abzubrechende Objekt häufig über Verkehrsachsen, auf denen der Verkehr nur während kurzen, verkehrsarmen Perioden unterbrochen werden kann. Diese zur Verfügung stehenden Zeitfenster (Nacht, Wochenende) sind dann auch eine wesentliche Randbedingung für das Rückbauprojekt.
Arbeiten über Verkehrsträgern erfordern, dass nichts herunterfällt, was die Verkehrsteilnehmer gefährden könnte. Dies gilt nicht nur für Festkörper sondern auch für Flüssigkeiten. Wasser, das zur Kühlung der Schneidegeräte oder zur Staubbekämpfung verwendet wird, wird durch den Kontakt mit Betonabbruch alkalisch und würde beim Abtropfen auf Fahrzeugen zu Lackschäden führen. Schliesslich sind auch keine übermässigen Staubemissionen zulässig, da sie die Verkehrssicherheit beeinträchtigen würden.
Auch bei Abbruch über Gewässern wird heute vom Gewässerschutz her kaum mehr toleriert, dass Betonabbruch ins Wasser fällt und erst hinterher entsorgt wird (Bild 3.25).



*Bild 3.25 Abbruch über Gewässer, wie er heute kaum mehr toleriert wird (BE 106 aus [**Bänziger 1999**])*

3.7.2 Systematik

Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf Brückenüberbauten, da sich insbesondere diese häufig über Lichtraumprofilen von Verkehrsträgern befinden, die möglichst nicht beeinträchtigt werden sollten.
Die Rückbauverfahren werden nach [**Osebold 1981**] und [**Grübl 1996**] grob in mechanische, thermische und hydraulische Abbruchmethoden unterteilt. Im Vordergrund stehen die mechanischen Methoden. Thermische Verfahren sind lediglich bei Stahlträgern von Belang und hydraulische (Hochdruckwasserstrahlen) werden nur dann eingesetzt, wenn es gilt eine Anschlussbewehrung zu erhalten.
Die mechanischen Methoden können gemäss Tabelle 3.7 weiter unterteilt werden.

Zerstörungsmechanismus	Verfahren	zum Einsatz kommende Geräte und Maschinen
Erzeugung von Biegezug-, Zug- und Scherspannungen durch statische und dynamische Belastung der Bauteile	Abtragen	mit handgeführten Werkzeugen,
		mit Werkzeugen an Trägergeräten
	Abgreifen	mit Greifern
		mit Hydraulik-Abbruchzangen
	Einschlagen	mit Gewichten
	Eindrücken	mit Stossarmen
	Einreissen	mit Seilzug bzw. Gerätehydraulik
	Sprengen	mit Explosivstoffen
		mit hydraulischen Spaltgeräten
Schleifen, Zerspanen	Schälen	
	Sägen	mit Kreissägen
		mit Stichsägen
		mit Seilsägen
Schleifen, Zerspanen, Abscheren	Bohren	mit Vollbohrern
		mit Schlagbohrern
		mit Kernbohrern
Lösen von Verbindungen	Demontieren	mit passenden Werkzeugen

*Tabelle 3.7 Systematik mechanischer Rückbaumethoden (nach [**Osebold 1981**] und [**Grübl 1996**])*

3.7.3 Abbruch vor Ort

Werden Brücken vor Ort abgebrochen, stehen das Abtragen mit Werkzeugen an Trägergeräten und das Abgreifen mit Greifern und Hydraulik-Abbruchzangen im Vordergrund. Im Anhang B werden für das erste Verfahren die Ausdrücke *Abbauhammer* und *Hydraulikhammer* verwendet, für das zweite die Ausdrücke *Abbruchschere, Abbruchzange, Betonbeisser, Hydraulikbeisser*, *Hydraulikgreifer* und *Hydraulikschere*.

Details zu den Abbruchleistungen können [**Grübl 1996**] entnommen werden. Wichtig ist, dass allseits um den abzubrechenden Träger genügend Arbeitsraum vorhanden ist, damit die Geräte aus allen Richtungen eingesetzt werden können. Provisorien über dem Abbruchobjekt können deshalb die Abbruchleistung beträchtlich reduzieren (Bild 3.26).



Bild 3.26 Abbruch mit Abbauhammer unter Brückenprovisorium (ZH 109)

Die beiden Verfahren ergänzen sich. Das *Abtragen* ist lärmintensiver, führt aber in aller Regel zum Ziel. Beim *Abgreifen* sind Fälle beschrieben, wo grosse Wandstärken und hohe Betondruckfestigkeiten den Einsatz begrenzten (BE 109, NW 101 Brücke Lora).
Die Fahrbahn von untenliegenden Verkehrsträgern muss vor herabfallenden Betonbrocken oder andern Bauteilen geschützt werden, was in der Regel mittels eines Kieskoffers geschieht. Dessen Erstellung und Wiederentfernen ist zeitaufwendig und muss ebenfalls im zur Verfügung stehenden Zeitfenster geschehen. Deshalb ist das Abbrechen vor Ort in vielen Fällen nicht möglich.
Das Abbrechen von vorgespannten Trägern birgt zusätzliche Risiken, da in der Regel der Trägerquerschnitt unter Schonung der Längsspannglieder sukzessive reduziert wird. Dadurch steigt im Restquerschnitt die Betondruckspannung aus Vorspannung und es kann ein Betondruckversagen auftreten. In zwei Fällen wurde dies auch tatsächlich beobachtet. Im einen (BE 104) verschoben sich die Brückenelemente um 2-3 cm auf der provisorischen Abstützung, im andern (BE 106) wird von einer ruckartigen Horizontalverschiebung eines Brückenrandfeldes von ca. 0.5 m berichtet. Es ist deshalb wohl zu fordern, dass sich bei solchen Abbrüchen niemand in Längsrichtung hinter einem Trägerende aufhält und alle Arbeiten maschinell unter Ausnützung der Auslegerdistanz der beteiligten Geräte ausgeführt werden. Beim Abbruch der *Überdeckung Töss* (ZH 107) wurden die Spannglieder vor dem Abbruch durch Kernbohrungen und Trennschweissungen geschädigt, um die Vorspannkraft zu reduzieren.
Die andern in Tabelle 3.7 aufgeführten mechanischen Rückbauverfahren haben für Brücken eher untergeordnete Bedeutung. Einzig der Sprengabbruch wäre in gewissen Fällen eine Alternative; er wurde jedoch bei keinem der erfassten Objekte eingesetzt.
Bezüglich Zustandserfassung beim Abbruch ist der Rückbau vor Ort nicht ideal, da alles sehr schnell geht und ein Aufenthalt in unmittelbarer Nähe der interessierenden Bereiche zu gefährlich ist. Spannglieder werden zwar auf der ganzen Länge erschlossen; die genaue ursprüngliche Lage allenfalls geschädigter Bereiche ist jedoch hinterher kaum mehr zuverlässig rekonstruierbar (Bild 3.27 (a)). Auch über den Verfüllungsgrad der Hüllrohre ist kaum eine Aussage möglich.





Bild 3.27 Eignung der Rückbauverfahren für die Zustandserfassung beim Abbruch;
*(a) Abbruch vor Ort (BE 105 aus [**Bänziger 2000d**]),*
*(b) Trennen in transportierbare Stücke (BE 101 aus [**Bänziger 1998**])*

3.7.4 Trennen in transportierbare Stücke

Ein bewährtes Verfahren für den Abbruch unter Verkehr ist das Trennen in Stücke, die mit einem Kran herausgehoben und seitlich deponiert oder direkt auf ein Fahrzeug verladen werden können. Für das Trennen steht das Zersägen mit Kreis- und/oder Seilsägen im Vorder-

grund. Umfassen die Einzelstücke weniger als eine Spannweite, sind provisorische Abstützungen notwendig. Das zum Kühlen erforderliche Wasser kann durch Halbschalen gefasst und abgeleitet werden. Durch eine entsprechende Anordnung der Sägeschnitte lässt sich oft erreichen, dass die Sägeschnitte nicht oberhalb des Verkehrsraums verlaufen (SZ 101, SZ 103, SZ 104). In andern Fällen wurde ein dichtes Schutzdach erstellt (AG 102). In jedem Fall ist einem möglichen Anprall von Fahrzeugen auf Schutz- und Lehrgerüste gebührende Beachtung zu schenken. Gefährlich sind nicht nur von der Fahrbahn abirrende, sondern auch zu hohe Fahrzeuge. Bei der Überdeckung Altendorf wurden solche frühzeitig mit Lichtschranke identifiziert und mittels Lichtsignalanlage vor der Baustelle zum Stehen gebracht.
Das Zersägen kann auch nach dem Herausheben mit Autokran sinnvoll sein, um für das Abtragen und Abgreifen mehr Angriffsfläche zu bieten (BE 108, BE 109).
Bezüglich Zustandserfassung beim Abbruch ist das Trennen in transportierbare Stücke dann vorteilhaft, wenn es durch Zersägen geschieht und wenn die Einzelteile nachher in Ruhe inspiziert werden können. In den Schnittflächen können sowohl die Lage aller Bewehrungen als auch der Verfüllungsgrad der Hüllrohre beurteilt werden (Bild 3.27 (b)). Einen Hinweis auf den Verbund des Spannstahls gibt auch der Schlupf, der beim Zersägen von Spanndrähten und -litzen entsteht. Allerdings sollte die Beurteilung möglichst rasch nach den Sägearbeiten geschehen, da sonst neuer Rost eine Beurteilung erschwert. Nach der Beurteilung der Schnittflächen werden die Bauteile häufig einer normalen Entsorgung für Betonabbruch zugeführt, was weitere Beobachtungen erschwert. So beschränken sich diese in der Regel auf die Schnittflächen und ergeben dadurch kein vollständiges Bild.

3.7.5 Verschieben und Abbruch ausserhalb des Verkehrsbereichs

In Einzelfällen wird der Brückenträger als Ganzes verschoben, bevor er abgebrochen wird.
Ein Verschieben quer zur Brückenrichtung kann erforderlich sein, um Platz für den Ersatzbau zu schaffen (z.B. SO 102). Bezüglich der überspannten Verkehrsträger ändert sich dabei jedoch nichts und die Überlegungen zum Rückbauverfahren sind dieselben wie für die ursprüngliche Lage.
Ein Verschieben in Brückenrichtung kann jedoch eine interessante Alternative sein. Die *Überführung Abzweigung Emmental* (BE 102) wurde wie folgt abgebrochen [**Bänziger 2000a**]:

- Einbau eines Traggerüsts für die Verschubträger unter der noch bestehenden Brücke
- Zusammenbauen der Verschubträger auf der noch bestehenden Brücke
- Installation von Hubpressen bei den Brückenstützen
- Einfahren der Verschubträger auf das Traggerüst
- Anheben der Brücke um ca. 1.30 m
- Unterfahren der Brücke mit den Verschubträgern und Aussteifung derselben
- Einbau eines Holzbodens als Arbeitsplattform
- Installation der Hubpressen auf den Verschubträgern
- Absenken der Brücke auf die Hubpressen auf den Verschubträgern
- Installation der Horizontalzugvorrichtung
- Bau einer Piste mit Verschubbahn auf dem angrenzenden Damm
- Ausfahren der gesamten Brücke auf den Trägerbahnen
- Abbau des Brückenträgers mit Hydraulikhammer und Betonbeisser vom Ende her
- Abbau von Verschubträger und Verschubbahn.

Während des ganzen Verschiebevorgangs konnte der Verkehr aufrecht erhalten werden (Bild 3.28).



*Bild 3.28 Längsverschub auf Verschubträgern unter Verkehr (BE 102 aus [**Bänziger 2000a**])*

3.8 Kosten von Zustandserfassungen beim Abbruch

Auf ausdrücklichen Wunsch des ASTRA werden auch die Kosten, die durch das Projekt verursacht wurden, einer näheren Analyse unterzogen. Dazu sind ein paar Vorbemerkungen notwendig:

- Es war ein formuliertes Ziel des Projekts, die Bauherren der Projekte, die zum Abbruch von Brücken führten, oder deren Eigentümer zur Übernahme der Kosten der Zustandserfassungen beim Abbruch und der bauseitigen Mehraufwendungen zu bewegen. Wo dies gelang lag die Kostenkontrolle und Abrechnung ausserhalb des Einflussbereichs von ZEBRA. Deshalb basieren die nachfolgenden Angaben nur in Ausnahmenfällen auf Abrechnungen sondern in der Regel auf Kostenschätzungen bzw. -voranschlägen und Offerten.
- Als Grundlage dienten die 36 Objekte, die im Anhang B aufgeführt sind. Bei sechs dieser Objekte wurden keine Zustandsuntersuchungen beim Abbruch durchgeführt, sondern andere Untersuchungen (Forschungsprojekte, Diplomarbeiten), welche die Erstellung eines Objektblatts im Anhang B ermöglichten und rechtfertigten. Somit waren für 30 Objekte Kosten zu erheben.
- Die erhobenen Kosten wurden einerseits nach den Kostenträgern *Bauherr*, *ZEBRA* und *Dritte* erfasst. Die Aufwendungen zu Lasten ZEBRA erscheinen jedoch in der Regel nur dort, wo Teilaufträge erteilt wurden oder Aufwendungen explizit einem Objekt zugewiesen werden konnten.
- Andererseits wurden die Aufwendungen, wo dies möglich war, den Kostenstellen *Berichte*, *Labor*, *Baumassnahmen* und *Begleitung* zugewiesen. In einzelnen Fällen gelang dies nicht, weil die Kosten als Gesamtpaket in Erscheinung traten.

Objekt		Kosten Zustandserfassung [Fr.]								
ZEBRA-Nr.	Objektbezeichnung	Betrag	Kostenträger			Kostenstellen				
		gerundet	Bauherr	ZEBRA	Dritte	Berichte	Labor	Baumassnahmen	Begleitung	Bemerkungen
AG 101	Überführung Hardstrasse	10'000	10'000			10'000				
BE 101	Überführung Kirchmatten	11'530		11'530		11'530				
BE 102	Überführung Abzweigung Emmental	10'190		10'190		10'190				
BE 103	Überführung Köhlfeld	8'720		8'720		8'720				
BE 104	Überführung Z24 Staatsstrasse Nr. 93	11'690		11'690		11'690				
BE 105	Überführung Dorfstrasse Rüdtlingen	8'690		8'690		8'690				
BE 106	Lochbachbrücke AMP Burgdorf	12'580		12'580		12'580				
BE 108	Überführung Wyssenried	23'380	23'380			23'380				Gesamtpaket
BE 109	Unterführung Kantonsstrasse T1	136'100	136'100			136'100				Gesamtpaket
FR 101	Pont sur le Flon	11'670		11'670		11'670				
LU 101	Überführung	50'000	50'000			50'000				Gesamt-

Objekt		**Kosten Zustandserfassung [Fr.]**								
ZEBRA-Nr.	**Objektbezeichnung**	**Betrag**	**Kostenträger**			**Kostenstellen**				
		gerundet	**Bauherr**	**ZEBRA**	**Dritte**	**Berichte**	**Labor**	**Bau-mass-nahmen**	**Beglei-tung**	**Bemer-kungen**
	Horwerstrasse									paket
LU 102	Überführung Arsenal	56'680	56'680			36'680	11'830	8'170		
LU 103	Überführung Grisigerstrasse	13'000	13'000			13'000				
NW 101	Obkirchenviadukt Brücke Lora	67'760	57'370	10'390		26'440	30'930		10'390	
NW 101	Obkirchenviadukt Brücke Romeo	16'200	15'000	1'200		15'000			1'200	
SO 102	Überführung Zuchwil	32'180	32'180			30'650	1'530			
SZ 101	Überführung Schlipfstrasse	28'270	28'270			7'290		20'980		
SZ 102	Hochbrücke Schindellegi	9'410	9'410			9'410				
SZ 103	Überführung Burggasse	117'950	117'950			48'120	5'270	57'030	7'530	
SZ 104	Überführung Etzelstrasse	3'000		3'000		3'000				
UR 103	Brücke über Vortunnel	3'480		3'480		3'480				
VS 101	Schluochtbrücke Eggerberg	5'630		5'630		5'630				
ZH 103	Überführung Butzenstrasse	2'390		2'390					2'390	
ZH 102	Überführung Paradiesstrasse	20'000	20'000			7'000				Gemein-samer Bericht
ZH 104	Überführung Hesenlooweg					7'000				
ZH 105	Überführung Gustav-Heinrich-Weg					6'000				
ZH 108	Überführung Schulstrasse	63'000	63'000			10'000	10'000	8'000	2'000	Gemein-samer Bericht
ZH 109	Überführung Wallisellerstrasse					10'000		5'000	2'000	
ZH 110	Überführung Glatthofstrasse					10'000		5'000	1'000	
ZH 111	Überführung Butzenbüelstrasse	20'000	10'000		10'000	20'000				
TOTAL	**pro Kolonne [Fr.]**	**753'500**	**642'340**	**101'160**	**10'000**	**563'250**	**59'560**	**104'180**	**26'510**	
	[%]		**85%**	**14%**	**1%**	**75%**	**8%**	**14%**	**3%**	
	Summe alle Kostenträger bzw. –stellen [Fr.]		**753'500**			**753'500**				
	Gesamtpakete [Fr.]					**209'480**				
	ohne Gesamtpakete [Fr.]					**353'770**	**59'560**	**104'180**	**26'510**	
	[%]					**65%**	**11%**	**19%**	**5%**	
Anzahl Objekte		**30**				**30**	**5**	**6**	**7**	
Durchschnittliche Kosten [Fr.]		**25'117**				**11'792**	**11'912**	**17'363**	**3'787**	

Tabelle 3.8 Kosten von Zustandserfassungen beim Abbruch

Die unter diesen Voraussetzungen und Einschränkungen erhobenen Aufwendungen sind in Tabelle 3.8 zusammengestellt. Sie lassen folgende Schlüsse zu:

- Die Zustandserfassungen beim Abbruch der 30 Objekte hatten einen direkten Mehraufwand von Fr. 750'000.-- zur Folge.
- 85% davon wurde von den jeweiligen Bauherrschaften übernommen. Etwa 14%, d.h. über Fr. 100'000.-- belastete das Projektbudget von ZEBRA direkt.
- Die durchschnittlichen Kosten pro Objekt betrugen Fr. 25'100.--. Davon wurden durchschnittlich Fr. 11'800.-- für die eigentliche Zustandserfassung und den Bericht verwendet. Der Rest wurde je nach Objekt für Labor, Baumassnahmen und Begleitung gebraucht.
- Die prozentuale Aufteilung nach Kostenstellen ist auch aus Bild 3.29 ersichtlich. Dabei wurden die Objekte, deren Kosten nur als Gesamtpaket bekannt sind, nicht berücksichtigt.

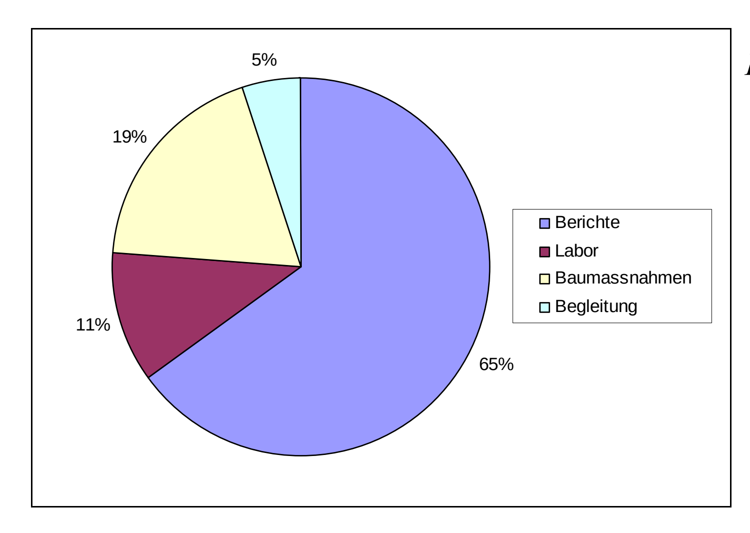


Bild 3.29 Prozentuale Aufteilung der Kosten der Zustandserfassungen nach Kostenstellen

Einen besseren Eindruck über den doch sehr grossen Streubereich der Kosten pro Objekt ist aus Bild 3.30 ersichtlich.

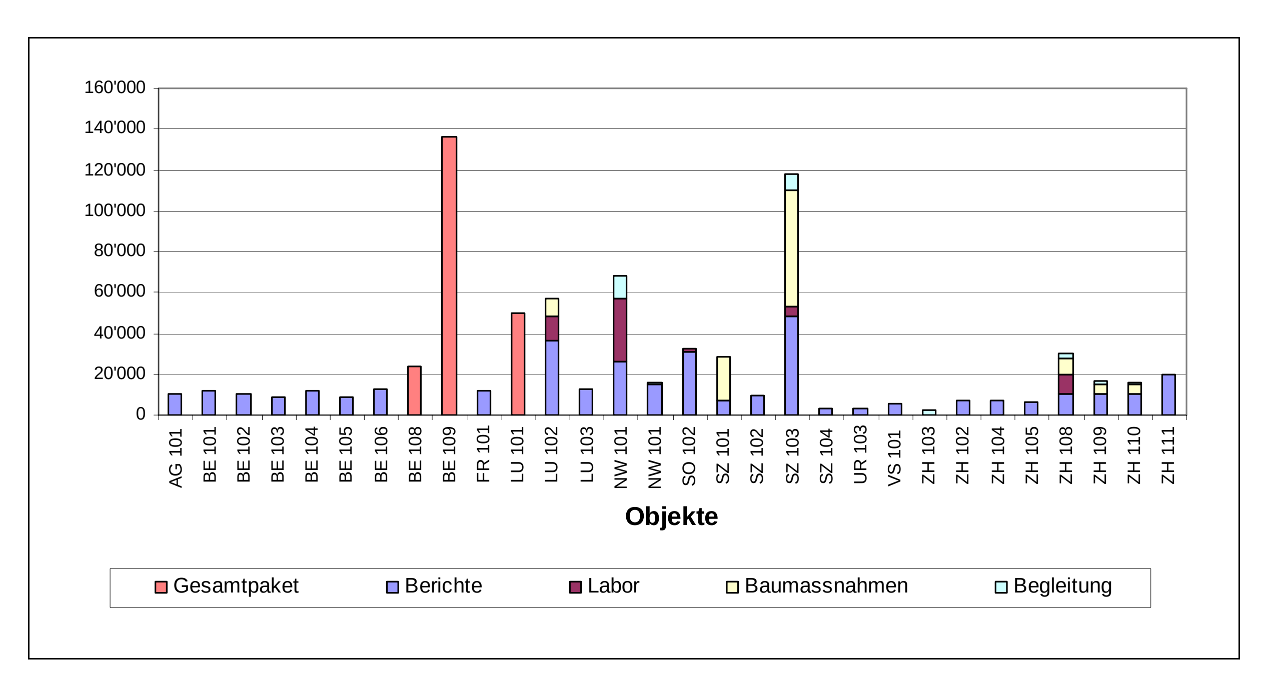


Bild 3.30 Kosten pro Objekt mit Kostenstellen

Während der Aufwand bei den meisten Objekten unter Fr. 20'000.-- oder sogar unter Fr. 10'000.-- betrug, wurde bei folgenden Objekten wesentlich mehr investiert:

- Die SBB finanzierten bei ihrem Objekt *Unterführung Kantonsstrasse T1* (BE 109) ein umfangreiches Untersuchungsprogramm, das auch die Untersuchung der Brückenlager an der EMPA in Dübendorf und an der MPA in Karlsruhe umfasste.
- Der Kanton Luzern ermöglichte die detaillierte Untersuchung der *Überführungen Horwerstrasse* und *Arsenal* (LU 101 und LU 102).
- Beim *Obkirchenviadukt* (NW 101) wurde insbesondere bei der zuerst abzubrechenden *Brücke Lora* ein beträchtlicher Aufwand betrieben, der sich allerdings durch die Grösse des Objekts relativiert.
- Für die Untersuchung der V-Stielbrücken in Altendorf stellte das ASTRA dem Kanton Schwyz Fr. 150'000.-- zur Verfügung, die mit Schwergewicht für die Überführung Burggasse (SZ 103) eingesetzt wurden. Der hohe Anteil der Kostenstelle Baumassnahmen erklärt sich daraus, dass die Mehrkosten die durch die Änderung des Rückbauverfahrens von *Abbruch vor Ort* (vgl. Abschnitt 3.7.3) zu *Trennen in transportierbare Stücke* (vgl. Abschnitt 3.7.4) entstanden, dem Projekt ZEBRA belastet wurden.
- Den kleinen Aufwendungen für einzelne Objekte (z.B. SZ 104, UR 103, ZH 102-105) stehen auch bescheidene Erkenntnisse gegenüber, da sich die Zustandserfassung im Wesentlichen auf eine kommentierte Fotodokumentation beschränkte. Falls dann wirklich etwas Interessantes gefunden wurde, bestand kaum eine Möglichkeit mehr, den Befund zu erhärten.
- Bei einzelnen Objekten wurde noch weniger gemacht; z.B. standen (zum Teil nicht einmal kommentierte) Fotos der Bauleitung zur Verfügung. Dieses Vorgehen verursachte zwar keinen ausweisbaren Mehraufwand aber auch keine brauchbaren Resultate, weshalb solche Objekte auch nicht in den Anhang B aufgenommen werden konnten.

3.9 Dokumentation von abgebrochenen Kunstbauten

3.9.1 Physische Bauwerksakten

Im Verlauf des Projektes tauchte häufig die Frage auf, was mit den Bauwerksakten der abgebrochenen Objekte geschieht. Es wurden dazu keine systematischen Erhebungen durchgeführt sondern lediglich selektiv Fragen gestellt. Einzelne Bauherren liefern die Bauwerksakten von abgebrochenen Objekten ins zentrale Archiv (Staatsarchiv), andere behalten sie selbst.

3.9.2 Kunstbautendatenbank KUBA

Die Kunstbautendatenbank KUBA-DB ist primär dazu konzipiert, den aktuellen Bestand und dessen Zustand zu erfassen und in die Zukunft zu projizieren. Programmtechnisch können ganze Bauwerke gelöscht werden ([**ASTRA 2005c**] Ziffer 4.13). Dies ist wohl auch sinnvoll, z.B. bei irrtümlichen Neuaufnahmen oder in Fällen, wo eine Neuerfassung der Daten einfacher ist als eine Aktualisierung der bestehenden.
Nach dem Technischen Handbuch werden ersetzte Bauteile weiterhin in der Datenbank geführt um die Geschichte der Kunstbaute rekonstruieren zu können ([**ASTRA 2000a**] Ziffer 7.1). Für ersetzte Bauwerke sieht das Technische Handbuch die Löschung vor ([**ASTRA 2000a**] Ziffer 2.7.2). Ob dies in der Praxis auch so gehandhabt wird, entzieht sich unserer Kenntnis. Auf alle Fälle würde damit eine Gelegenheit verpasst, auf einfache Weise – zumindest für das Nationalstrassennetz – Daten für Statistiken zu gewinnen, wie sie in Abschnitt 3.1 aufgeführt sind.
Programmtechnisch ist es wohl ohne weiteres möglich ersetzte oder ersatzlos abgebrochene Bauwerke z.B. als spezielle Bauwerksgruppe weiter in der Datenbank zu behalten.

3.9.3 Sinnvolle Grundsätze

Unabhängig davon, was mit den Bauwerksakten abgebrochener Kunstbauten effektiv geschieht, scheinen folgende Grundsätze sinnvoll:

- Falls einzelne Bauteile der abgebrochenen Kunstbauten (z.B. Fundationen, Teile des Unterbaus) weiterverwendet werden, sind die wesentlichen Bauwerksakten integral im Bereich der technisch zuständigen Organisation zu erhalten. Nur so kann z.B. die Belastungsgeschichte des Baugrundes rekonstruiert werden.
- Falls einzelne Bauteile (insb. Fundationen) zwar nicht weiterverwendet aber im Boden belassen werden, sind geeignete Akten in die Bauwerksakten der Ersatzobjekte zu integrieren und diese entsprechend zu ergänzen. So können Überraschungen bei späteren Änderungen oder Ersatzmassnahmen vermieden werden.
- Die Archivierung und Pflege der Bauwerksakten von Objekten, die nicht mehr bestehen und nicht in die oben erwähnten Kategorien fallen, kann der technisch zuständigen Organisation wohl kaum zugemutet werden. Hingegen bilden abgebrochene Kunstbauten einen Bestandteil des kulturellen Erbes und sind als solches zu behandeln. Das bedeutet, dass kulturelle und archivarische Aspekte wichtiger werden als technische. Eine Eingliederung der Akten ins jeweilige Staatsarchiv bzw. ins Bundesarchiv scheint daher sinnvoll. Ebenfalls zu regeln bleibt das Vorgehen bei den Bahnen, die in die unternehmerische Verantwortung entlassen wurden (SBB) oder diese immer besassen (Privatbahnen).

Bei der bevorstehenden Konzentration der Zuständigkeit für die Nationalstrassen beim Bund sind diese Fragen ebenfalls von Bedeutung.

3.10 Erreichung der formulierten Ziele

Der Erfolg wird an den im Forschungsgesuch formulierten Zielen (Zitate aus Beilage 3 zum Kreditbegehren für Forschungsarbeiten vom 15.07.1998) gemessen.

3.10.1 Konzeptionelles Ziel

> "Das Forschungsprojekt bildet die Rahmenorganisation für die Zustandserfassung der einzelnen Abbruchobjekte sowie für die zentrale Sammlung und Verarbeitung der anfallenden Daten."

Die Organisation hat sich bewährt, insbesondere dort, wo langfristig geplant werden konnte und wo viele Forschungsstellen vom selben Objekt profitieren wollten. Allerdings war die gewählte Organisationsform (vgl. Abschnitt 1.2) relativ aufwendig. Es ist wohl kaum sinnvoll, sie über die Projektdauer hinaus aufrecht zu erhalten.
Viele Koordinationsaufgaben könnten beispielsweise von der AGB und deren Geschäftsstelle wahrgenommen werden.

3.10.2 Methodische Ziele

> "Für die Zustandserfassungen verschiedener Bauteile (z.B. Spannglieder, Fundamente) sollen Vorgehensweisen erarbeitet werden, welche die wesentlichen Grössen erkennen und ihre einheitliche Erfassung erlauben. Dies ermöglicht den Vergleich der einzelnen Objekte und eine statistische Auswertung im Rahmen des Gesamtprojektes."

Für die Erfassung der Vorspannung konnten bestehende Vorgehensweisen weiter entwickelt werden. Das entsprechende Know-how muss vor allem den mit der Zustandserfassung beauftragten Ingenieurbüros vermittelt werden. Der diesbezügliche Aufwand darf nicht unterschätzt werden. Andere Bauteile wurden weniger systematisch erfasst und bei Fundationen ist die Methodik ohne beträchtlichen Mehraufwand nicht aussagekräftig (vgl. Abschnitt 3.2). Die statistischen Auswertungen sind in Abschnitt 3.1 eingeflossen.

3.10.3 Wissenschaftliche Ziele

> "Die zerstörende Untersuchung des Tragwerkes soll Daten liefern, welche als Grundlage oder als Hilfsmittel für Forschungsarbeiten dienen können. Neue Erkenntnisse über das Langzeitverhalten von Werkstoffen und Bauteilen können z.B. das Verständnis von Schädigungsmechanismen (Korrosion, Ermüdung etc.) oder von Versagensmechanismen fördern."

Das Projekt ZEBRA vermittelte Objekte für verschiedene andere Forschungsprojekte, die eigenständig rapportieren. Diejenigen, die ebenfalls von der Brückenforschung unterstützt werden, sind im Abschnitt 2.9 aufgeführt. Zudem erfuhr die Forschungsstelle durch ZEBRA frühzeitig von geplanten Brückenabbrüchen, was es erlaubte, im Rahmen von Semester-, Diplom- und Doktorarbeiten Bruchversuche an ausgebauten Brückenteilen durchzuführen (vgl. Abschnitt 3.5.2)

3.10.4 Praxisorientierte Ziele

> "Der beim Abbruch einer Brücke erfasste Zustand kann zur Zustandsbeurteilung ähnlicher Objekte herbeigezogen werden. Dadurch kann die Überprüfung ähnlicher Objekte zielgerichteter erfolgen und die Massnahmenplanung erleichtert werden."

Entsprechende Erkenntnisse sind in den einzelnen Kapiteln aufgeführt (z.B. Abschnitte 3.2.5, 3.3.5, 3.4.5.3 und 3.5.4) und führen zu Empfehlungen (insb. Abschnitt 5.1.1).
In [**Lehmann 2004**] sind für Lager und Fahrbahnübergänge generelle Anforderungen und der Regelungsbedarf aufgeführt.
Zusätzliche Hinweise sind insbesondere in den Schlussbericht des Projekts AGB 2000/470 *Korrosionsschäden an Spannstählen* [**Hunkeler 2005**] eingeflossen.

4 Weiteres Vorgehen

4.1 Datenbank

Die Datenbank wird nicht weitergeführt, da dies mit einem beträchtlichen Aufwand verbunden ist. Sie steht bei der Forschungsstelle (IBK, ETH Zürich) jedoch für weitere Auswertungen zur Verfügung.

4.2 Erhebungen

Da der Abschluss des Projekts bis jetzt nie offiziell kommuniziert wurde, und ZEBRA inzwischen zu einem Begriff geworden ist, treffen weiterhin Meldungen von bevorstehenden Brückenabbrüchen ein. Inzwischen sind die potenziell Interessierten an solchen Objekten bekannt und solche Meldungen werden direkt an diese und an die Geschäftsstelle der AGB weitergeleitet.

4.3 Einfluss auf Neubauten / Ersatzbauten / Erhaltung

Sofortige Praxisänderungen bei Neu- und Ersatzbauten drängen sich nicht auf, da vieles bereits in entsprechende Regelwerke eingeflossen ist, z.B. in die Tragwerksnormen von 2003 des SIA und die Richtlinien des ASTRA [**ASTRA**], insbesondere die Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken [**ASTRA 2005a**] und die Richtlinie für Spannglieder [**ASTRA 2001**]. Minimale Anpassungen sind allenfalls gemäss den Empfehlungen in Abschnitt 5.2 erforderlich.
Für die Erhaltung wird auf die Abschnitte 5.1.1, 5.1.2 und 5.2.2 verwiesen.

5 Empfehlungen

5.1 Empfehlungen für die Praxis

5.1.1 Empfehlungen bei Überprüfungen

Empfehlung 1: Überprüfung von Eigenlasten und Auflasten

Bei Überprüfungen werden Eigenlasten und Auflasten anhand von Planunterlagen bestimmt. Deren Nachführung, auch über das Ende der Erstellungsphase hinaus, ist jedoch nicht immer gewährleistet.
Erneuerung und Ersatz von Belägen geschehen zum Teil durch Aufdopplung oder die Fahrbahngeometrie wird leicht angepasst, zum Beispiel um die Gefälleverhältnisse zu verbessern. Beides wird kaum in den Plänen der Kunstbauten nachgeführt.
Deshalb ist Planunterlagen grundsätzlich ein gesundes Misstrauen entgegenzubringen.

Die weiteren Empfehlungen konzentrieren sich auf die Vorspannung, da diese einen Schwerpunkt des Projekts bildete.

Empfehlung 2: Zusätzliche Abklärungen bei Objekten mit Spannsystemen aus den Fünfzigerjahren

Spannsystem aus den Fünfzigerjahren wie das Drahtsystem Freyssinet Typ P 50 mit Innenspiralen sind anfällig auf Verpressfehler, insbesondere auch weil in den Anfängen der Vorspanntechnik kleine Hüllrohrdurchmesser zu einem hohen Füllungsgrad führten und die Hochpunkte der Spannglieder nicht systematisch mit Entlüftungen versehen wurden.
Im Rahmen von Überprüfungen ist diesem Umstand gebührende Rechnung zu tragen. Sondierungen sind in der Regel angezeigt.
Die Tatsache allein, dass dieses System eingesetzt wurde, kann Anlass für eine Überprüfung sein.

Empfehlung 3: Zusätzliche Abklärungen bei Objekten mit steilen Spanngliedern

Spannglieder, die über eine grosse Höhendifferenz verlaufen (z.B. in den Zugstützen von V-Stielbrücken), weisen infolge Absetzens des Injektionsgutes in den Hochpunkten einen unverpressten Bereich auf, wenn sie nicht nachinjiziert wurden.
Im Rahmen von Überprüfungen ist diesem Umstand gebührende Beachtung zu schenken. Sondierungen sind in der Regel schwierig, da der gefährdete Bereich (insbesondere bei V-Stielbrücken) schlecht zugänglich ist.
Risikoüberlegungen, wie sie in [**Stempfle 2005**] und [**Vogel 2006**] angestellt wurden, können zerstörende Untersuchungen ersetzen.

Empfehlung 4: Beurteilung des Korrosionsrisikos von Spanngliedern

Zur Beurteilung des Korrosionsrisikos von Spanngliedern ist wenn möglich die Wirkungsweise der verschiedenen Barrieren im Vergleich mit der Exposition und der Lage der Spannglieder zu beurteilen.
Dies kann im Rahmen der Überprüfung zu folgenden objektbezogenen Fragen führen:

- Seit wann wird im Winterdienst Streusalz eingesetzt?
- Seit wann ist eine Abdichtung vorhanden?
- Fliesst das Strassenabwasser überall planmässig ab?
- Gibt es Indizien für stehendes Wasser auf der Abdichtung (z.B. Frostschäden im Belag)

- Gibt es Indizien für Schäden der Abdichtung (z.B. Wasser führende Entlüftungselemente)?
- Gibt es Indizien für ungenügenden Schutz der Spannglieder durch Beton oder Mörtel (schlecht verdichteten Beton zwischen Abdichtung und Spanngliedern, dichte Bewehrung, Beton in Spannnischen, kleine Überdeckungen etc.)?
- Gibt es Indizien für beim Einbau beschädigte Hüllrohre?
- Gibt es Indizien für mangelhaft oder gar nicht injizierte Spannglieder?

Wo begründeter Verdacht für Korrosion besteht, wird die Anwendung der Potenzialfeldmessung empfohlen, so weit dies die Umstände und die geometrischen Verhältnisse zulassen und die Methode aussagekräftig sein kann. Auswertung und Interpretation der Ergebnisse sind dabei besonders anspruchsvoll und brauchen Erfahrung.

5.1.2 Empfehlungen bei Erhaltungsmassnahmen

Die Empfehlungen gehen davon aus, dass der Grundsatzentscheid für Erhaltungsmassnahmen gefällt wurde. Sie beziehen sich deshalb nur auf ihren Umfang. Zu ausführungstechnischen Aspekten von Erhaltungsmassnahmen siehe auch Empfehlungen 8 bis 10.

Empfehlung 5: Ersatz der Brückenabdichtung

Die Brückenabdichtung ist die entscheidende Barriere zwischen Strassenabwässern und den darunter liegenden Elementen der Tragkonstruktion.
Bestehen Zweifel an der Funktionstüchtigkeit der Abdichtung, ist sie im Rahmen von Erhaltungsmassnahmen zu ersetzen. Werden dabei Lecks festgestellt, ist der Chloridgehalt des betroffenen Betons zu überprüfen.

Empfehlung 6: Ersatz des Nischenbetons bei Spanngliedverankerungen

Der Beton, der nachträglich in die Spannischen eingebracht wurde, ist oft von schlechter Qualität. Dadurch fällt eine der Barrieren zwischen Strassenabwässern und Spanngliedverankerungen aus.
Bestehen Zweifel an der Qualität und Dichtigkeit des Nischenbetons, ist er im Rahmen von Erhaltungsmassnahmen freizulegen und gegebenenfalls zu ersetzen.

Empfehlung 7: Reprofilierungen

Bei der Anwendung von Reprofilierungsmörteln besteht ein grosses Bedürfnis an Kenntnis des effektiven Langzeitverhaltens der beteiligten Produkte und ihrer Eigenschaften. Deshalb ist eine langfristige Überprüfbarkeit von Material und Anwendungsregeln erforderlich.
Bei Reprofilierungen sind sowohl die eingesetzten Produkte als auch die befolgten Anwendungsregeln ausführlich zu dokumentieren und den Bauwerksakten beizufügen.

5.1.3 Bauliche Empfehlungen bei Abbrüchen

Die Empfehlungen basieren auf dem Einblick in viele Brückenabbrüche, die die Forschungsstelle im Verlauf des Projekts erhalten hat.

Empfehlung 8: Planung von Brückenabbrüchen unter Verkehr

Damit Brückenabbrüche unter Verkehr realistisch geplant werden können, sind folgende Aspekte besonders zu beachten:

- Die möglichen Zeitfenster für Verkehrsunterbrüche und allfällige weitere Auflagen müssen bekannt sein.
- Bei Abbruch vor Ort darf der Zeitbedarf für Erstellen und Wiederentfernen von Schutzschichten für überquerte Verkehrsträger (Kieskoffer) nicht unterschätzt werden.

- Die Leistungsfähigkeit von Abbruchgeräten sinkt beträchtlich, wenn sie in ihrem Einsatzbereich (z.B. durch Ersatzbauten und Provisorien) eingeschränkt werden.

Empfehlung 9: Schutz- und Lehrgerüste

Beim Arbeiten unter Betrieb ist der Gefährdung des Verkehrs durch herabfallende Gegenstände gebührende Beachtung zu schenken. Wasser kann durch Betonabtrag (z.B. beim Bohren, Fräsen und Sägen) stark alkalisch werden und beim Kontakt mit Fahrzeugen zu Lackschäden führen.
Deshalb sind häufig spezielle Schutzgerüste erforderlich oder Lehrgerüste sind als solche auszubilden. Bei Abstützungen im Verkehrsbereich und Gerüstelementen oberhalb des Lichtraumprofils ist der Anprall von Fahrzeugen, die von der Fahrbahn abkommen oder das zulässige Profil überschreiten, in Betracht zu ziehen und als Gefährdungsbild zu behandeln.

Empfehlung 10: Arbeitssicherheit bei vorgespannten Konstruktionen

Werden vorgespannte Bauteile abgebrochen, indem der Querschnitt durch Betonabtrag zusehend reduziert wird, ist ein Versagen des Restquerschnitts infolge der noch vorhandenen Vorspannung möglich.
Ein solches Vorgehen darf deshalb nur angewandt werden, wenn sich niemand im Gefahrenbereich aufhalten muss.

5.2 Empfehlungen für die Anpassung von Normenwerken

5.2.1 Administrative Empfehlungen bei Abbrüchen

Die Empfehlungen basieren auf allgemeinen kulturellen Überlegungen (vgl. Abschnitt 3.9)

Empfehlung 11: Umgang mit Daten abgebrochener Objekte in KUBA

Die Daten abgebrochener Objekte sind nicht zu löschen, sondern zu archivieren. Das Technische Handbuch von KUBA ist entsprechend anzupassen.

Empfehlung 12: Archivierung von Bauwerksakten abgebrochener Objekte

Sofern die Bauwerksakten von abgebrochenen Objekten für die sie ersetzenden Bauten nicht mehr von Belang sind, sind sie nach kulturhistorischen Kriterien zu archivieren.
Die bauherrenspezifischen Richtlinien für die Archivierung von Bauwerksakten abgebrochener Objekte sind entsprechend anzupassen.

5.2.2 Anpassung des SIA-Normenwerks

Im Moment ist das Normenwerk SIA 269 *Erhaltung von Tragwerken* im Entstehen. Der Erstautor ist Mitglied der Projektleitung und hat somit die Möglichkeit, direkt auf das Normenwerk Einfluss zu nehmen.
In folgenden Bereichen ist ein direkter Einfluss durch die Erkenntnisse des Forschungsprojekts denkbar:

- Die neue Norm SIA 269 *Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken* wird analog zu [**SIA 462**] eine Möglichkeit enthalten, den Lastbeiwert für ständige Lasten zu aktualisieren, d.h. in der Regel zu verkleinern. Angesichts der gefundenen Abweichungen auch bei Vorfabrikation, die an sich kleinere Toleranzen aufweisen sollte, ist zu verlangen, dass bei Aktualisierung des Lastbeiwerts die Abmessungen wirklich auch überprüft werden (Empfehlung 1)
- In der Norm SIA 269/2 *Erhaltung von Tragwerken – Betonbau* ist vorgesehen, systematisch vorhandene Mängel aufzuführen. Dabei können eventuell Vorspannsysteme mit

Innenspiralen und steile Spannglieder als gefährdet für nicht vollständige Injektion aufgeführt werden (Empfehlungen 2 und 3).

- Die Fragenkaskade aus Empfehlung 4 kann eventuell ebenfalls in das Kapitel *Überprüfung* der Norm SIA 269/2 Eingang finden oder zumindest in entsprechende Sekundärliteratur (Dokumentation zum Einführungskurs).

5.2.3 Anpassung der auf das SIA-Normenwerk abgestützten ASTRA-Richtlinien

Die Norm SIA 262 (Ausgabe 2003) [**SIA 262/2003**] führt erstmals Expositionsklassen ein, die es erlauben einen Beton zu wählen, der die Anforderungen an die Bewehrungsüberdeckung unter den gegebenen Umständen erfüllt. Im Anhang 6 zu [**ASTRA 2005d**] werden diese Expositionsklassen für Brücken- und Galerienquerschnitte exemplarisch aufgeschlüsselt und Anforderungen für Bauwerksteile hergeleitet. Für die durch eine Abdichtung geschützte Fahrbahnplatte wird keine Expositionsklasse definiert. Unter dem Aspekt, dass jede Brückenabdichtung Lecks aufweisen kann oder in Bauzuständen gar nicht vorhanden ist, ist diese Einstufung zumindest zu hinterfragen.

5.3 Weiterer Forschungsbedarf

5.3.1 Dauerhaftigkeit von Beton in feuchtem Milieu

Die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) wurde erst vor kurzem als Schädigungsmechanismus erkannt, der auch Kunstbauten des Schweizer Verkehrsnetzes betreffen kann. Gefährdet sind insbesondere Bauteile, die dauernd feucht sind.

Bis vor wenigen Jahren wurde in der Schweiz hauptsächlich einheimischer Portlandzement eingesetzt. Der Zementgehalt lag traditionell bei etwa 300 kg/m^3; Abweichungen gegen unten wurden mit Reduktion des Schwindmasses und der Kosten, Abweichungen gegen oben mit höheren erreichbaren Festigkeiten und höherem Widerstand gegen Depassivierung des Betonstahls begründet. Somit herrscht für das neue Gefährdungsbild AAR zumindest eine relativ einheitliche Ausgangslage. Nach [**Merz 2006**] führt die AAR zu einer Beeinträchtigung der Betoneigenschaften, insbesondere der mechanischen Festigkeiten. Die Druckfestigkeit reagiert dabei weniger empfindlich auf die Rissbildung als die Zugfestigkeit und der E-Modul, bei denen Verluste bis 70% festgestellt wurden.

Durch die Öffnung der Märkte als Folge der Einführung der europäischen Betonnorm [**SN EN 206-1**] wurde die Palette der verwendeten Zemente und Zusatzstoffe wesentlich erweitert. Obwohl AAR als Gefährdungsbild von Anfang an einbezogen wird und der teilweise Ersatz von Zement durch andere weniger alkalische Feinanteile bezüglich AAR grundsätzlich positiv ist, fehlen Langzeiterfahrungen mit den lokalen Verhältnissen bezüglich Klima und verwendeter Gesteinskörnung.

Ähnliche Verhältnisse bestehen bei allfälligen Sulfat- und Thaumasitschäden.

5.3.2 Vorspannung mit Kunststoffhüllrohren

Als Massnahme zur Qualitätssteigerung wurde vor etwa 15 Jahren begonnen vermehrt robuste Kunststoffhüllrohre einer neuen Generation einzusetzen. Die Kinderkrankheiten der verwendeten Systeme sind inzwischen behoben. Ein weiterer Schritt ist die vollständige elektrische Isolierung der Spannglieder, die bereits mehrfach erprobt wurde (Korrosionsschutzgrad Kategorien b und c nach [**ASTRA 2001**]).

Für beide Entwicklungsschritte fehlen Langzeiterfahrungen noch weitgehend. Insbesondere bestehen mancherorts immer noch Befürchtungen, dass die Schichtgrenze Beton/Kunststoff-Hüllrohr infolge der unterschiedlichen Materialeigenschaften langfristig delaminiert, was zu Längsläufigkeit für eindringendes Wasser führen könnte.

5.3.3 Langfristiges Verhalten von Reprofilierungen

Reprofilierungen schaffen neue Schichtgrenzen, deren langfristiges Verhalten von vielen Parametern abhängt, sowohl bezüglich der beteiligten Baustoffe, als auch bezüglich der Vorbereitungs- und Verarbeitungsschritte. Es besteht nach wie vor ein grosses Bedürfnis, diese Zusammenhänge zu klären.

5.3.4 Zerstörungsfreie Untersuchungsmethoden für Überprüfungen

Die angewandten Untersuchungsmethoden können einige der auftauchenden Fragen lösen. Insbesondere kann die Lage von Spanngliedern durch eine Kombination von Methoden bestimmt werden. Nach wie vor schwierig ist es, Injektionsmängel zerstörungsfrei zu detektieren.

5.3.5 Ermittlung der effektiven Abmessungen

Soll bei Überprüfungen der grosse Lastbeiwert der ständigen Einwirkungen reduziert werden, sind die effektiven Abmessungen zuverlässig zu bestimmen. Im Unterschied zu Stützmauern und Bodenplatten sind bei Brücken die meisten massgebenden Bauteile von beiden Seiten zugänglich. Die zerstörungsfreien Prüfmethoden (Ultraschall, Impact Echo) sind für diesen Zweck zu wenig genau und geodätische Methoden oft zu umständlich.
Alternativen zu zerstörenden Bohrungen sind gefragt.

5.3.6 Dokumentation von Kunstbauten

Die eingesetzten Brücken-Management-Systeme haben mittlerweile einen Stand erreicht, dass nicht nur Aufwand anfällt, sondern auch ein Nutzen generiert werden kann. Erkenntnisse aus Einzelobjekten sollen für ähnliche Fälle genutzt werden können. Dazu sind Indikatoren zu entwickeln, die sich auf erfasste Daten der Kunstbauten abstützen.
Entsprechende Suchalgorithmen sollten ohne grosse administrativen Hindernisse mit effektiven Datenbeständen getestet werden können.

6 Literaturverzeichnis

ARAMIS	*ARAMIS, das Schweizerische Forschungsinformationssystem*; Bundesamt für Bildung und Wissenschaft, http://www.aramis-research.ch/d/index.html Direkte Links zu Laufenden Projekten der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB): http://www.rapp.ch/documents/downloadforschung/aramis_SBT_links.html
ASTRA	*Publikationen/Downloads Richtlinien*, Bundesamt für Strassen (ASTRA), http://www.astra.admin.ch/ >Downloads>Richtlinien
ASTRA 2000a	ASTRA (2000): *KUBA-DB, Technisches Handbuch*; BBL, Vertrieb Publikationen, Bestell-Nr. 308.654 d, Bern, 59 pp.
ASTRA 2000b	ASTRA (2000): *KUBA-DB, Fachkataloge*; Release 3.0, BBL, Vertrieb Publikationen, Bestell-Nr. 308.667 d, Bern, 120 pp.
ASTRA 2001	ASTRA/SBB (2001): *Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in Kunstbauten*; Richtlinie Ausgabe 2001, BBL, Vertrieb Publikationen, Bestell-Nr. 308.322 d, Bern, 32 pp.
ASTRA 2005a	ASTRA (2005): *Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken*; Ordner aktualisiert 2005, BBL, Vertrieb Publikationen, Bestell-Nr. 308.111 d, Bern.
ASTRA 2005b	ASTRA (2005): *KUBA-DB, Release 3.1 Betriebshandbuch*; Ausgabe 2005, BBL, Vertrieb Publikationen, Bestell-Nr. 308.658.1 d, Bern, 57 pp.
ASTRA 2005c	ASTRA (2005): *KUBA-DB, Release 3.1 Benutzerhandbuch*; Ausgabe 2005, BBL, Vertrieb Publikationen, Bestell-Nr. 308.657.1 d, Bern, 57 pp.
ASTRA 2005d	ASTRA (2005): *Projektierung und Ausführung von Kunstbauten der Nationalstrassen*; Richtlinie Ausgabe 2005, BBL, Vertrieb Publikationen, Bestell-Nr. 308.313 d, Bern 49 pp.
Banz 1998	Banz, A.; Bailey, S.F.(1998): *Erhebung von Daten an Strassenbrücken zur Festlegung von aktualisierten Lastfaktoren*; FA 86/96 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 532, 48 pp.
Banz 1999	Banz, A.; Bassetti, A.; Bailey, S.F.; Hirt, M.A. (1999). *Tragsicherheit bestehender Strassenbrücken*; Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 5/99, pp. 101-106.
Bänziger 1998	Bänziger, H. (1998): *Z 13 (A1) Überführung Kirchmatten bei Hindelbank*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, unveröffentlicht, 46 pp.
Bänziger 1999	Bänziger, H. (1999): *Lochbachbrücke AMP Burgdorf*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, unveröffentlicht, 45 pp.
Bänziger 2000a	Bänziger, H. (2000): *Z 16 (A1) Überführung Abzweigung Emmental bei Rüdtligen*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, unveröffentlicht, 58 pp.
Bänziger 2000b	Bänziger, H. (2000): *Z 24 (A1) Überführung Staatsstrasse Nr. 93 bei Utzenstorf*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, unveröffentlicht, 64 pp.
Bänziger 2000c	Bänziger, H. (2000): *Z 23 (A1) Überführung Köhlfeld Gemeindestrasse Oberösch–Utzenstorf*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, unveröffentlicht, 42 pp.
Bänziger 2000d	Bänziger, H. (2000): *Z 17 (A1) Überführung Dorfstrasse in Rüdtligen–Alchenflüh*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, unveröffentlicht, 63 pp.
Bänziger 2003	Bänziger + Köppel + Partner (2003) *Objekt SZ 104; Überführung Etzelstrasse, Gemeinde Altendorf;* Bericht; Begleitung und Dokumentation Brückenabbruch, Buchs, unveröffentlicht, 9 pp. mit Anhängen.
Bujard 2001	Bujard, V.; Bailey, S.F.; Brühwiler, E.; Bruneau, C.; Scheller, E. (2001): *Applicabilité de la méthode Impact-Echo – Anwendbarkeit der zerstörungsfreien Prüfmethode Impact-Echo*; FA 85/97 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 550, 61 pp.

Brinker 2001	Brincker, R.; Andersen, P.; Cantieni, R. (2001): *Identification and Level 1 Damage Detection of the Z24 Highway Bridge*; Experimental Techniques (25), No.6, pp. 51-57.
Bruderer 2001	Bruderer, M.; Vetter, D. (2001): *Bruchversuch an der Platzertobelbrücke*; Diplomarbeit in Konstruktion, ETH Zürich, unveröffentlicht, 86 pp.
Cantieni 1999	Cantieni, R.; Motavalli, M: (1999): *Schwingungsverhalten kann Bauwerks-schäden verraten*; EMPA: Jahresbericht 1999, pp. 40-41.
CES 2000	CES Bauingenieur AG (2000): *Obkirchenviadukt Lora Hergiswil; Zustands-erfassung und Zustandsbeurteilung ausgewählter Bauteile beim Brücken-abbruch*, Hergiswil, unveröffentlicht, 20 pp. mit Anhang.
EMPA 2002	EMPA Dübendorf (2002): *Beurteilung in korrosionschemischer Hinsicht, Spannglied-Abschnitt*; Prüfbericht Nr. 420'558/1, Dübendorf, unveröffent-licht, 12 pp.
EMPA 2005a	EMPA (2005): *SBB-Brücke (Unterführung T1 Bützberg); Objekt BE 109 in Langenthal BE, Untersuchungen des Zustands der Brückenabdichtung*; Prüf-bericht Nr. 202'902/3, Dübendorf, unveröffentlicht, 13 pp.
EMPA 2005b	EMPA und MPA Karlsruhe (2005): *Forschungsprojekt ZEBRA: Topflageruntersuchungen am BE 109 in Bützberg*, Bericht Nr. 202'902/2 , Dübendorf, unveröffentlicht, 65 pp.
Feltrin 2001	Feltrin, G: (2001): *Vibration based health monitoring of civil engineering structures*; EMPA Activities 2001, pp. 34/35.
Feltrin 2002	Feltrin, G.; Motavalli, M. (2002): *Vibration Based Damage Detection on a Highway Bridge*. In: Casas J.R. et al. (Editor): *Bridge Maintenance, Safety and Management*, Proceedings of the First International Conference of IABMAS. Barcelona, Spain: CIMNE 2002 347-348 und CD-ROM pp. 1-8.
Grübl 1996	Grübl, P. et al. (1996): *Umweltgerechter Rückbau und Wiederverwertung mineralischer Baustoffe – Sachstandsbericht*; Deutscher Ausschuss für Stahl-beton, Heft 462, Beuth Verlag Berlin, 181 pp.
Hugenschmidt 2005	Hugenschmidt, J. (2005): *Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken*; FA AGB 2000/553 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 582, 163 pp.
Hunkeler 1998	Hunkeler, F.; Ungricht H. und Matt P. (1998): *Korrosionsschäden an Spann-stählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern*; FA 86/95 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 534, 107 pp.
Hunkeler 1999b	Hunkeler, F.; Ungricht H. (1999): *Korrosionstechnische Untersuchungen an Elemententrägern*; Schweizer Ingenieur und Architekt SI+A, Nr. 1/2/99, pp. 8-12.
Hunkeler 2002	Hunkeler, F.; Ungricht, H. und Merz, Ch. (2002): *Vergleichende Untersu-chungen zum Chloridwiderstand von Betonen*; FA AGB 1998/097 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 568, 177 pp. + Anhänge.
Hunkeler 2005	Hunkeler, F.; Matt, P.; von Matt, U. und Werner, R. (2005): *Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden*; FA AGB 2000/470 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 588, 290 pp.
Huth 2003	Huth, O.; Feltrin, G. (2003): *Schadensdiagnose mit modalen Parametern: Erfahrungen an einer Spannbetonbrücke*; Tagungsband Aktuelle Probleme der Brückendynamik, D-A-CH Tagung 2003, Dokumentation SIA D 0198, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein Zürich, pp. 43-50 und Der Bau-ingenieur 5/2005, pp. 16-24.
Huth 2005	Huth, O., Feltrin, G., Maek, J., Kilic, N., Motavalli, M.(2005): *Damage Identi-fication using modal Date: Experiences on a prestressed concrete bridge*, Journal of Structural Engineering ASCE, December 2005, Vol. 131, Issue 12, pp. 1898-1910.
Lehmann 2004	Lehmann, P. (2004): *Fahrbahnübergänge aus Stahl und Brückenlager – Stand der Technik*; FA AGB 2000/405 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 570, 81 pp.
MPA 2005	MPA Karlsruhe (2004): *Zustandserfassung von Brücken vor dem Abbruch, Teilprojekt: Laboruntersuchungen an Topflagern des Objekts BE 109 in Bütz-berg*, Prüfungsbericht, Auftragsnummer: 0411490332, Karlsruhe, unveröffent-licht, 186 pp. mit Anlagen.

Merz 2006	Merz, Ch.; Hunkeler, F.; Griesser, A. (2006): *Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz*; FA AGB 2001/471 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 599, 150 pp.
Osebold 1981	Osebold, R. (1981): *Abbruch von Massivbauwerken : Verfahren - Wirtschaftlichkeit;* R. Müller Verlagsgesellschaft, Köln-Braunsfeld, 272 pp.
Peeters 2000	Peeters, B. ; De Roeck, G. (2000): *One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental influences versus damage events*; in Proceedings of IMAC 18, San Antonio, TX, USA, 2000, pp. 1570-1576.
Preisig 2003	Ingenieurgemeinschaft Preisig / SNZ / DSP (2003): *Zustandserfassung Überführung Butzenbüelstrasse N11 BW 9 / Objekt Nr. 0062-05 beim Abbruch*; Zürich, unveröffentlicht, 16 pp. mit Anhang.
Schulte 2000	Schulte, O.; Straub, D. (2000): *Schubversuche an der Platzertobelbrücke*; Diplomarbeit, unveröffentlicht, 82 pp.
SGK 2001	SGK C3 (2001): *Richtlinien zum Schutz gegen Korrosion durch Streuströme von Gleichstromanlagen*; Richtlinie, Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz, Zürich, 99 pp.
SIA 160/1989	SIA 160 (1989): *Einwirkungen auf Tragwerke*; Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 104 pp.
SIA 162/1/1989	SIA 162/1 (1989): *Betonbauten Materialprüfung*; Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 80 pp.
SIA 262/2003	SIA 262 (2003): *Betonbau*; Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 90 pp.
SIA 462	SIA 462 (1994): *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke*; Richtlinie, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 16 pp.
SIA 2006	SIA 2006 (1993): *Durchführung und Interpretation der Potentialmessung an Stahlbetonbauten*; Merkblatt, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 49 pp.
SN EN 206-1	SN EN 206-1 (2000): *Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*; Norm, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 83 pp.
Steiger 1999	Steiger, Andreas & Partner AG (1999): *Abbruch Überführung Horwerstrasse;* Untersuchungsbericht, Luzern, unveröffentlicht, 18 pp.
Steiger 2001	Steiger, Andreas & Partner AG (2001): *Überführung Arsenal;* Untersuchungsbericht Phase Abbruch, Luzern, unveröffentlicht, 15 pp. mit Anhang.
Stempfle 2005	Stempfle, H.; Vogel, T. (2005): *Robustness of standard Swiss overpasses with V-columns*; Bridge Management 5 - Inspection, maintenance, assessment and repair, Proceedings of the 5th International Conference on Bridge Management, University of Surrey April 2005, pp.113-120.
SHP 2001	Stucki, Hofacker + Partner AG (2001): *Objekt N1/507 Überführung Hardstrasse über N1 in Neuenhof*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung beim Brückenabbruch, Zürich, 63 pp.
TFB 1999	TFB; Matt, P.; Edy Toscano AG (1999). *Vorfabrizierte Spannbetonträger - Spannbewehrung*; Bericht, Wildegg, Ittigen, Winterthur, Juni 1999, unveröffentlicht, 49 pp.
TFB 2002	TFB (2002): *NW 101, Obkirchenviadukt, Hergiswil*; Zustandsuntersuchung an der Brücke Romeo, Bericht U 983074, Wildegg, unveröffentlicht, 49 pp.
TFB 2004	TFB (2004): *Überführung Schulstrasse, Überführung Wallisellerstrasse, Überführung Glatthofstrasse*; Zustandsuntersuchung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, unveröffentlicht, 42 pp. mit Anhang.
TFB 2005	TFB (2005): *Untersuchungen im Rahmen des Rückbaus von Brückenobjekten im Raum Langenthal*; Wildegg, unveröffentlicht, 13 pp.
Steiger 2002	Steiger, Andreas & Partner AG (2002): *Grisigenbrücke;* Untersuchungsbericht Phase Abbruch, Luzern, unveröffentlicht, 13 pp. mit Anhang.
Vogel 2000	Vogel, T. (2000) *Zerstörungsfreie Prüfverfahren im Bauwesen – Stand der Technik in den USA*; Bericht, Sachbearbeiter: Köppel, S., unveröffentlicht, 42 pp.
Vogel 2006	Vogel, T.; Stempfle, H. (2006): Untersuchungen zu V-Stiel-Brücken; Bericht, unveröffentlicht, 47 pp.

Vontobel 2002	Vontobel, A.; Weissenberger, M. (2002): *Lehnenviadukt Neuenhof, Bruchversuch an einem Spannbetonträger*; Diplomarbeit, ETH Zürich, unveröffentlicht, 82 pp.
Zwicky 2000	Zwicky, D.; Vogel, T. (2000): *Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton*; IBK Bericht Nr. 258, Birkhäuser Verlag Basel, 167 pp.
Zwicky 2003	Zwicky, D.; Vogel, T. (2003): *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Strassenbrücken - Vorfabrizierte Spannbetonträger als einfache Balken*; FA AGB 1999/163 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 569, 143 pp.

7 Abkürzungen

7.1 Allgemeine Abkürzungen

Im vorliegenden Bericht werden folgende Abkürzungen verwendet:

AAR	Alkali-Aggregat-Reaktion
AGB	Arbeitsgruppe Brückenforschung
ASTRA	Bundesamt für Strassen
BAB	Bundesamt für Armeematerial und -bauten
BAV	Bundesamt für Verkehr
BLS	Lötschbergbahn
EDMZ	Eidgenössische Drucksachen- und Materialzentrale
EMPA	Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
EPFL	École Polytéchnique Fédérale de Lausanne
ETH	Eidgenössische Technische Hochschule (Zürich)
EW	Elektrizitätswerk
FHWA	Federal Highway Administration der USA
FOB	Furka-Oberalp-Bahn
HTL	Höhere Technische Lehranstalt
ICOM	Laboratoire de la construction métallique (de l'EPF Lausanne)
IBK	Institut für Baustatik und Konstruktion (der ETH Zürich)
IBWK	Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion (der ETH Zürich)
IS-BETON	Laboratoire de construction en béton (de l'EPF Lausanne)
KUBA	Kunstbautendatenbank des ASTRA für Nationalstrassen
MCS	Maintenance Construction et Sécurité des ouvrages
MOB	Chemin de fer Montreux-Oberland Bernois
MPA	Materialprüfungsanstalt
PE	Polyethylen
PEN-Leiter	Protection-Earth-Neutral-Leiter (Kombination von Neutrel- und Schutzleiter)
RhB	Rhätische Bahn
SBB	Schweizerischen Bundesbahnen
SGK	Schweizerische Gesellschaft für Korrosionsschutz
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
SIMCES	System Identification to Monitor Civil Engineering Structures
TFB	Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton
UPlaNS	UnterhaltsPlanung National-Strassen
USIC	Union Suisse des Sociétés d'Ingénieurs-Conseils (Schweizerische Vereinigung Beratender Ingenieurunternehmungen)
ZEBRA	ZustandsErfassung von BRücken bei deren Abbruch

Die Abkürzungen werden in der Regel bei ihrem ersten Auftreten erklärt.

7.2 Skala des Korrosionsgrads

In gewissen Beschreibungen wird nach [**SIA 2006**] Anhang VIII für die Beschreibung der Korrosion die Skala 0 bis 4 verwendet mit folgender Bedeutung:

0	blank
1	wenige Rostpunkte
2	Rostflecken, lokal geringer Materialabtrag
3	vollständig rostig, geringer Materialabtrag (maximal Rippung abkorrodiert)
4	Querschnittsverminderungen; Lochfrass (Angabe der Dickenverminderung in mm oder % des ursprünglichen Gesamtquerschnittes)

Anhang A: Liste der erfassten Objekte

ZEBRA-Nr.	Ortsbezogene Grössen		Typisierung und Kennzahlen			Abbruch
	Objektbezeichnung	**Verkehrsträger**	**Brückentyp**		**l_{max} [m]**	**Zeitpunkt**
	Gemeinde	**Hindernis**	**Baujahr**	**National-strassen-perimeter**	**A [m²]**	**Unter-suchungen**
AG 101	Überführung Hardstrasse	Gemeindestrasse (Hardstrasse/ Hofmattstrasse)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquer-schnitt ohne Zugang		18.8	Sept. 2001 (Spur Süd); April 2002 (Spur Nord)
	Neuenhof	A1 Bern–Zürich	1970	N1	345	s. Anhang B p. 98
AG 102	Lehnenviadukt Neuenhof	A1 Bern–Zürich	Einfeldträger aus Spann-beton, aufgelöster Querschnitt		42.5	August 2001 (Teilabbruch)
	Neuenhof	Kantonsstrasse 119	1972	N1	ca. 1600	s. Anhang B p. 101
AI 101	Brücke über den Wissbach	Staatsstrasse Appenzell–Urnäsch	Einfeldträger aus Stahl, Fachwerkträger		21.5	Frühjahr 2002
	Jakobsbad (Gonten)	Wissbach	ca. 1890	-	103	nicht weiterverfolgt
AI 102	Brücke über den Kaubach	Kantonsstrasse Appenzell–Engggenhütten	Einfeldträger im Stahl-Beton-Verbund, Vollwandträger		9.5	Mai 2001
	Gonten / Rinkenbach (Appenzell)	Kaubach	1890/1967	-	33	nicht weiterverfolgt
AI 103	Sitterbrücke St. Anna	Kantonsstrasse Appenzell–Steinegg	Einfeldträger im Stahl-Beton-Verbund, Fachwerkträger		21.0	spätestens ca. Herbst 2003
	Rüte / Appenzell	Sitter	1886	-	105	nicht weiterverfolgt
BE 101	Überführung Kirchmatten	Gemeindestrasse (Holzmühleweg)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquer-schnitt ohne Zugang		29.3	Febr. 1998
	Hindelbank	A1 Bern–Zürich	1961	N1	403	s. Anhang B p. 103
BE 102	Überführung Abzweigung Emmental	Abzweigung Emmental	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquer-schnitt ohne Zugang		34.0	Juli 1999
	Rüdtligen–Alchenflüh	A1 Bern–Zürich	1962	N1	459	s. Anhang B p. 105
BE 103	Überführung Köhlfeld	Gemeindestrasse Oberösch–Utzenstorf	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquer-schnitt ohne Zugang		30.3	Juni 1997
	Utzenstorf	A1 Bern–Zürich	1963	N1	275	s. Anhang B p. 108
BE 104	Überführung Z24 Staatsstrasse Nr. 93	Staatsstrasse Utzenstorf–Koppigen	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquer-schnitt ohne Zugang		30.0	Okt. 1998
	Utzenstorf	A1 Bern–Zürich	1963	N1	528	s. Anhang B p. 110

ZEBRA-Nr.	Ortsbezogene Grössen		Typisierung und Kennzahlen			Abbruch
	Objektbezeichnung	Verkehrsträger	Brückentyp		l_{max} [m]	Zeitpunkt
	Gemeinde	Hindernis	Baujahr	National-strassen-perimeter	A [m^2]	Unter-suchungen
BE 105	Überführung Dorfstrasse Rüdtlingen	Dorfstrasse Rüdtlingen–Alchenflüh	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquer-schnitt ohne Zugang		34.0	Febr. 1999
	Rüdtlingen	A1 Bern–Zürich	1962	N1	449	s. Anhang B p. 113
BE 106	Lochbachbrücke AMP Burgdorf	Lochbachstrasse, Industriegeleise	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquer-schnitt ohne Zugang		39.0	Okt. 1998
	Burgdorf	Emme	1960/61	-	665	s. Anhang B p. 116
BE 107	Bühlbrücke	Bühlstrasse	Durchlaufträger aus Stahlbeton, Querschnitt mit einbetonierten Stahlprofilen		20.0	Mai/Juni 1999
	Bern	SBB-Linie Bern–Lausanne	1913	-	ca. 600	nicht weiterverfolgt
BE 108	Überführung Wyssenried	Erschliessungsstrasse (Bützbergstrasse)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt		17.0	Jan. 2004
	Thunstetten	Stammlinie SBB Bern–Zürich	1962	-	140	s. Anhang B p. 118
BE 109	Unterführung Kantonsstrasse T1	Stammlinie SBB Bern–Zürich	Einfeldträger aus Spann-beton, Hohlquerschnitt mit Zugang		28.4	April 2004
	Thunstetten	Kantonsstrasse T1 (Bernstrasse)	1970	-	319	s. Anhang B p. 121
BE 110	Personenunterführung Bützberg	Stammlinie SBB Bern–Zürich	Rahmentragwerk aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		2.9	2003
	Thunstetten	Fussweg	1966	-	62	minimale Untersuchung
BE 111	Schienenüberführung Sonnhaldestrasse	Stammlinie SBB Bern–Zürich	Rahmentragwerk aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		5.8	2003
	Thunstetten	Gemeindestrasse (Sonnhaldestrasse)	1970	-	55	minimale Untersuchung
BE 112	Schienenüberführung Schlossstrasse	Stammlinie SBB Bern–Zürich	Einfeldträger aus Stahlbe-ton, Trogquerschnitt		10.9	2003
	Thunstetten	Gemeindestrasse (Schlossstrasse)	1969	-	104	minimale Untersuchung
BE 113	Widibrücke	Gemeindestrasse (Kanderstegstrasse)	Einfeldträger aus Spann-beton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		19.2	Okt. 2002
	Frutigen	Bahnhofareal BLS	1979	-	426	nicht weiterverfolgt
BL 101	Überführung Ergolzstrasse	T2 Pratteln–Liestal	Einfeldträger aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt		21.0	Frühjahr 1997 (1. Brücke) Mai 1998 (2. Brücke)
	Pratteln	A2 Basel–Zürich	1968	N2	1197	nicht weiterverfolgt

ZEBRA-Nr.	Ortsbezogene Grössen		Typisierung und Kennzahlen			Abbruch
	Objektbezeichnung	**Verkehrsträger**	**Brückentyp**		**l_{max} [m]**	**Zeitpunkt**
	Gemeinde	**Hindernis**	**Baujahr**	**National-strassen-perimeter**	**A [m^2]**	**Unter-suchungen**
BS 101	Dreirosenbrücke	HVS, Tram	Durchlaufträger im Stahl-Beton-Verbund, Vollwandträger		105.0	Aug.–Okt. 2002
	Basel	Rhein	1931	N2	4590	nicht weiterverfolgt
FR 101	Pont sur le Flon	Kantonsstrasse Romon–Oron	Einfeldträger aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt		21.2	Febr. 1998
	Pont (Veveyse)	Tobel des Flon	1968	-	428	s. Anhang B p. 124
FR 102	Zigerlisteg (P.S. Rc du Zigerli)	Flurweg	Einfeldträger im Stahl-Beton-Verbund, Vollwandträger		11.0	Okt. 1999
	Murten	Kantonsstrasse (Burgunderstrasse)	1970	-	58	nicht weiterverfolgt
GL 101	Überführung Schwerzistrasse	Schwerzistrasse	Einfeldträger aus Spannbeton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		31.0	1998
	Mollis	A3 Zürich–Sargans	1963/64	N3	391	nicht weiterverfolgt
GL 102	Escherkanalbrücke	A3, Spur Sargans–Zürich	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquerschnitt mit Zugang		55.4	instand gesetzt statt abgebrochen
	Filzbach	Escherkanal	1976	N3	932	nicht weiterverfolgt
GR 101	Nollabrücke	Kantonsstrasse Thusis–Andeer (ehem. N13)	Bogentragwerk aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		50	Sommer 1998
	Thusis	Nollatobel	1956/57	N13	718	nicht weiterverfolgt
GR 102	Überführung Anschluss Sufers	Ortseinfahrt Sufers	Durchlaufträger aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		12	Herbst 1998
	Sufers	A13 Thusis–San Bernardino	1959	N13	127	nicht weiterverfolgt
GR 103	Lehnenbrücke Crapteig	Kantonsstrasse Thusis–Andeer (ehem. N13)	Durchlaufträger aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		9.5	1998
	Thusis	Steilhang	1954/75	N13	242	nicht weiterverfolgt
GR 104	Pedrabachbrücke	Flüelastrasse A28	Einfeldträger aus Stahlbeton, mehrfacher Plattenbalken		22	1998
	Davos	Pedrabach	1960	-	172	nicht weiterverfolgt
GR 105	Überfall KHR	Kantonsstrasse Thusis–Andeer (ehem. N13)	Einfeldträger aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		11	1998?
	Thusis	Überfall Kraftwerke Hinterrhein	1955/75	N13	94	nicht weiterverfolgt

ZEBRA-Nr.	Ortsbezogene Grössen		Typisierung und Kennzahlen			Abbruch
	Objektbezeichnung	**Verkehrsträger**	**Brückentyp**		**l_{max} [m]**	**Zeitpunkt**
	Gemeinde	**Hindernis**	**Baujahr**	**National-strassen-perimeter**	**A [m^2]**	**Unter-suchungen**
GR 106	Platzertobelbrücke	Verbindungsstrasse Versam–Safien Platz	Einfeldträger aus Stahlbeton, mehrfacher Plattenbalken		10.8	Aug. 1999
	Safien	Bach im Platzertobel	1912	-	42	s. Anhang B p. 127
GR 107	Hinterrheinbrücke Bernhardintunnel	A13 Thusis–San Bernardino	Durchlaufträger aus Spannbeton, Plattenbalken		27.00	Juni 2000
	Hinterrhein	Hinterrhein	1963	N13	736	nicht weiterverfolgt
GR 108	Brücke Runca sut	Kantonsstrasse Reichenau–Ilanz	Durchlaufträger aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		25.0	Sept. 2000
	Flims Waldhaus Staderas (Flims)	Mulde	1968/69	-	640	minimale Untersuchung
LU 101	Überführung Horwer-strasse	Gemeindestrasse Kriens–Horw	Durchlaufträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt		23.3	Sept. 1997
	Kriens	A2 Luzern–Gotthard	1954	N2	453	s. Anhang B p. 129
LU 102	Überführung Arsenal	Quartierstrasse (Arse-nalstrasse)	Sprengwerk aus Spann-beton, Vollquerschnitt		24	Mai 2000
	Kriens	A2 Luzern–Gotthard	1961/62	N2	380	s. Anhang B p. 132
LU 103	Überführung Grisigerstrasse	Quartierstrasse (Grisigerstrasse)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt		25.5	Febr. 2002
	Horw	A2 Luzern–Gotthard	1954	N2	316	s. Anhang B p. 135
LU 104	St. Karli-Brücke	Gemeindestrasse	Bogentragwerk aus Stahl-beton, Hohlquerschnitt mit Zugang		51.3	März/April 2000
	Luzern	Reuss	1907–09	-	620	nicht weiterverfolgt
NE 101	Passage supérieur d' Areuse	Kantonsstrasse RC 1002	Plattenbrücke aus Spann-beton, Querschnitt mit Hohlkörpern		20.5	2004
	Boudry	A5 Neuchâtel–Yverdon	1963/64	N5	1000	nicht weiterverfolgt
NE 102	Passage supérieur RC5 du Grand Ruau	Kantonsstrasse RC 5	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohl-querschnitt mit Zugang		28.5	2005
	Auvernier	A5 Neuchâtel–Yverdon	1976	N5	818	nicht weiterverfolgt
NE 103	Passage supérieur de Perreux	Kantonsstrasse RC 1002	Durchlaufträger aus Spannbeton, mehrfacher Plattenbalken		28.5	2006
	Bevaix	A5 Neuchâtel–Yverdon	1961	N5	87	nicht weiterverfolgt

ZEBRA-Nr.	Ortsbezogene Grössen		Typisierung und Kennzahlen			Abbruch
	Objektbezeichnung	Verkehrsträger	Brückentyp		l_{max} [m]	Zeitpunkt
	Gemeinde	Hindernis	Baujahr	National-strassen-perimeter	*A* [m[2]]	Unter-suchungen
NE 104	Passage supérieur du Cimetière	Route Communale	Durchlaufträger aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		14.5	2007
	Boudry	A5 Neuchâtel–Yverdon	1960	N5	88	nicht weiterverfolgt
NW 101	Obkirchenviadukt	A2 Stans–Luzern	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquerschnitt mit Zugang		37	Febr. 2000 (Lora); Febr.–April 2001 (Romeo)
	Hergiswil	Mühlebach und Ge-meindestrasse	1959/60	N2	1727	s. Anhang B p. 138 und 140
SG 101	Autobahnüberführung A13	Hauptverkehrsstrasse Au–Lustenau	Einfeldträger aus Stahlbeton, Querschnitt mit Hohlkörpern		19.00	2002
	Au	A13 St. Margrethen–Sargans	1957	N13	251	nicht weiterverfolgt
SO 101	Hilfsbrücke über Aare	Kantonsstrasse	Durchlaufträger aus Stahlbeton, aufgelöster Querschnitt		~15	Sept. 1998
	Arch / Grenchen	Aare	1971	-	ca. 400	nicht weiterverfolgt
SO 102	Überführung Zuchwil	Kantonsstrasse T 92	Einfeldträger aus Spannbeton, mehrfacher Plattenbalken		29.00	Mai 2001
	Zuchwil	A5 Luterbach–Biel	1969	N5	1440	s. Anhang B p. 143
SO 103	Schachenbrücke	Kantonsstrasse (Schachenstrasse)	Gerberträger aus Stahlbeton, mehrfacher Plattenbalken		19.0	Mai 2003
	Obergösgen	Aare	1923	-	692	nicht weiterverfolgt
SO 104	Rötibrücke	Kantonsstrasse (Rötistrasse)	Bogentragwerk aus verkleidetem Stahlbeton, Hohlquerschnitt mit Zugang		37.5	2004/05
	Solothurn	Aare	1924/25	-	2470	nicht weiterverfolgt
SO 105	Trimbacherbrücke	Gemeindestrasse	Versteifter Stabbogen aus Stahlbeton, mehrfacher Plattenbalken		82.0	Juni/Juli 2004 (Teilabbruch)
	Olten / Trimbach	Aare	1913	-	672	nicht weiterverfolgt
SZ 101	Überführung Schlipfstrasse	Gemeindestrasse (Oberdorfstrasse)	Sprengwerk aus Spann-beton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		28.5	Sept. 2001
	Altendorf	A3 Zürich–Sargans	1970	N3	558	s. Anhang B p. 146

ZEBRA-Nr.	Ortsbezogene Grössen		Typisierung und Kennzahlen			Abbruch
	Objektbezeichnung	Verkehrsträger	Brückentyp		l_{max} [m]	Zeitpunkt
	Gemeinde	Hindernis	Baujahr	National-strassen-perimeter	A [m^2]	Unter-suchungen
SZ 102	Hochbrücke Schindellegi	Kantonsstrasse, Spur nach Samstagern (Überwerfung)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquer-schnitt ohne Zugang		25	Juni 1999
	Schindellegi (Feusisberg)	T8 Biberbrugg–Pfäffikon	1971/72	-	1238	s. Anhang B p. 149
SZ 103	Überführung Burggasse	Gemeindestrasse (Burggasse)	Sprengwerk aus Spann-beton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		30.7	Mai 2001
	Altendorf	A3 Zürich–Sargans	1970	N3	488	s. Anhang B p. 151
SZ 104	Überführung Etzelstrasse	Gemeindestrasse (Etzelstrasse)	Sprengwerk aus Spann-beton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		27.58	Mai 2002
	Altendorf	A3 Zürich–Sargans	1970	N3	510	s. Anhang B p. 154
TI 101	Viadotto sopra le Can-tine	A2 Lugano–Chiasso	Durchlaufträger aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt		20	2002 (Spur Süd); 2003 (Spur Nord)
	Capolago	Berghang Cantine	1964-66	N2	8256	s. Anhang B p. 156
TI 102	Ponte sul fiume Ticino	Kantonsstrasse Giubiasco–Sementina	Versteifter Stabbogen aus Stahl, Querschnitt mit einbetonierten Stahl-profilen		70.70	abhängig vom Realisierungs-zeitpunkt Ersatz
	Giubiasco / Sementina	Ticino	1932/33	N2	1903	nicht weiterverfolgt
UR 101	Rampenbrücke A4 Flüelen	A4 Rampe Flüelen–Luzern	Gerberträger aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt		24	Juni 1999
	Seedorf	Reuss	1970	N4	734	s. Anhang B p. 159
UR 102	Lehnenviadukt Wassnerwald	Kantonsstrasse Altdorf–Gotthard	Einfeldträger aus Spannbeton, mehrfacher Plattenbalken		25	1998/99
	Gurtnellen	Unwegsame Bergflanke	1968	N2	2780	s. Anhang B p. 161
UR 103	Brücke über Vortunnel	Kantonsstrasse Wassen–Göschenen	Durchlaufträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt		25.4	Aug./Sept. 2000
	Göschenen	A2 Vortunnel Gott-hard-Strassentunnel	1977/78	N2	866	s. Anhang B p. 163
UR 104	Teufelsbrücke Schöllenen	Kantonsstrasse Göschenen–Andermatt	Gewölbekonstruktion aus verkleidetem Stahlbeton, Hohlquerschnitt mit Zugang		66	1998 (Teilabbruch)
	Andermatt	Schöllenenschlucht, Reuss	1955	N2	625	nicht weiterverfolgt

ZEBRA-Nr.	Ortsbezogene Grössen		Typisierung und Kennzahlen			Abbruch
	Objektbezeichnung	Verkehrsträger	Brückentyp		l_{max} [m]	Zeitpunkt
	Gemeinde	Hindernis	Baujahr	National-strassen-perimeter	A [m²]	Unter-suchungen
UR 105	Brücke Riemenstaldnerbach	N4 Holzhäusern–Seedorf	Einfeldträger aus Stahlbeton, Querschnitt mit einbetonierten Stahlprofilen		12.0	Herbst 2003/ Frühjahr 2004 (2 Etappen)
	Sisikon	Riemenstaldnerbach	1925	N4	125	nicht weiterverfolgt
VD 101	Pont du Berceau sur la Sarine	Route Cantonale Château-d'Oex–la Rosette	Durchlaufträger aus Stahlbeton		28	2003
	Château-d'Oex	La Sarine	1940/41	-	450	nicht weiterverfolgt
VS 101	Schluochtbrücke Eggerberg	Kantonsstrasse Visp–Eggerberg	Einfeldträger aus Spannbeton, Plattenbalken		22.25	März 2000
	Eggerberg	Runse	1963	-	111	s. Anhang B p. 166
VS 102	Stockbrücke	A 213 (Talstrasse)	Bogentragwerk aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt		25	Juli 2000
	St. Niklaus	Mattervispa	1953	-	340	nicht weiterverfolgt
VS 103	Pont de Sierre Est	Kantonsstrasse A9	Durchlaufträger aus Spannbeton, mehrfacher Plattenbalken		38.5	1999–2001 (Teilabbruch)
	Sierre	Le Rhône	1979	-	10625	nicht weiterverfolgt
VS 104	Pont sur le torrent des Tsoupillis	Strasse Vex–Euseigne	Einfeldträger aus Stahlbeton, mehrfacher Plattenbalken		25.3	März–Juni 2001
	Vex	Torrent des Tsoupillis	1975	-	222	nicht weiterverfolgt
VS 105	Pont sur la Losentse	Quartierstrasse (Route de Châtelard)	Einfeldträger aus Stahl, Vollwandträger		11	2002
	Chamoson	La Losentse	unbekannt	-	40	nicht weiterverfolgt
VS 106	Pont sur le torrent de Chemex	Strasse St. André–Propèraz	Einfeldträger aus Stahl, Vollwandträger		3	2002
	Troistorrents	Torrent de Chemex	unbekannt	-	19	nicht weiterverfolgt
VS 107	Pont sur le Rhône Branson	Strasse Martigny–Fully	Durchlaufträger aus Stahlbeton, mehrfacher Plattenbalken		34.8	2003 (?)
	Fully / Martigny	Le Rhône	1924	-	538	nicht weiterverfolgt
VS 108	Pont sur le Canal du Syndicat	Strasse Martigny–Fully	Rahmentragwerk aus Stahlbeton, mehrfacher Plattenbalken		17.85	ca. 2004
	Martigny	Canal du Syndicat	1913	-	196	nicht weiterverfolgt
VS 109	Brücke Teiffe Bach	Kantonsstrasse A19 Brig–Furka	Einfeldträger aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		2.3	2002
	Filet	Teiffe Bach	1941	-	18	nicht weiterverfolgt

ZEBRA-Nr.	Ortsbezogene Grössen		Typisierung und Kennzahlen			Abbruch
	Objektbezeichnung	**Verkehrsträger**	**Brückentyp**		l_{max} **[m]**	**Zeitpunkt**
	Gemeinde	**Hindernis**	**Baujahr**	**National-strassen-perimeter**	A **[m^2]**	**Unter-suchungen**
VS 110	Milibachbrücke	Strasse Ernen–Steinhaus	Einfeldträger im Stahl-Beton-Verbund, Vollwandträger		15.0	Sommer 2001
	Mühlebach / Ernen	Milibach	1938	-	64	nicht weiterverfolgt
VS 111	Rhonebrücke Brig/Naters	Verbindungsstrasse	Einfeldträger aus Stahl, Fachwerkträger		44.4	Juni 2002
	Brig / Naters	Rotten/Rhone	1892	-	218	nicht weiterverfolgt
ZG 101	Oberrütibrücke	Kantonsstrasse B (Buonaserstrasse)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt		15.0	2006
	Buonas (Risch)	SBB-Linie Rotkreuz–Immensee	1959	-	304	nicht weiterverfolgt
ZH 101	Überführung Dägerlenstrasse	Strasse I. Klasse (Oberwilerstrasse)	Sprengwerk aus Spannbeton, Vollquerschnitt		29	Spätsommer 1998
	Henggart	A4 Winterthur–Schaffhausen	1958	N4	378	nicht weiterverfolgt
ZH 102	Überführung Paradiesstrasse	Strasse III. Klasse (Paradiesstrasse)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		31	April 1999
	Zürich	A3 Zürich–Sargans	1968	N3	335	s. Anhang B p. 168
ZH 103	Überführung Butzenstrasse	Strasse II. Klasse (Butzenstrasse)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Querschnitt mit Hohlkörpern		42	Nov. 2002
	Zürich	A3 Zürich–Sargans	1965	N3	1193	s. Anhang B p. 170
ZH 104	Überführung Hesenlooweg	Strasse III. Klasse (Hesenlooweg)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		24	April 1999
	Zürich	A3 Zürich–Sargans	1967	N3	165	s. Anhang B p. 172
ZH 105	Überführung Gustav-Heinrich-Weg	Strasse III. Klasse (Gustav-Heinrich-Weg)	Einfeldträger aus Spannbeton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		31	April 1999
	Zürich	A3 Zürich–Sargans	1968	N3	143	s. Anhang B p. 174
ZH 106	Bohlwegbrücke	Fussgängerweg (Bohlweg)	Bogentragwerk aus Stahlbeton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		14	Febr. 1999
	Thalwil	SBB-Linie Zürich–Ziegelbrücke	1914	-	32	nicht weiterverfolgt
ZH 107	Überdeckung Töss	A1 Zürich–St.Gallen	Brücke auf Wanne aus Spannbeton, mehrfacher Plattenbalken		24.0	1995–97
	Winterthur	Töss	1965/66	N1	9600	s. Anhang B p. 176
ZH 108	Überführung Schulstrasse	Strasse III. Klasse (Schulstrasse)	Durchlaufträger aus Spannbeton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		35	Jan./Febr. 2002

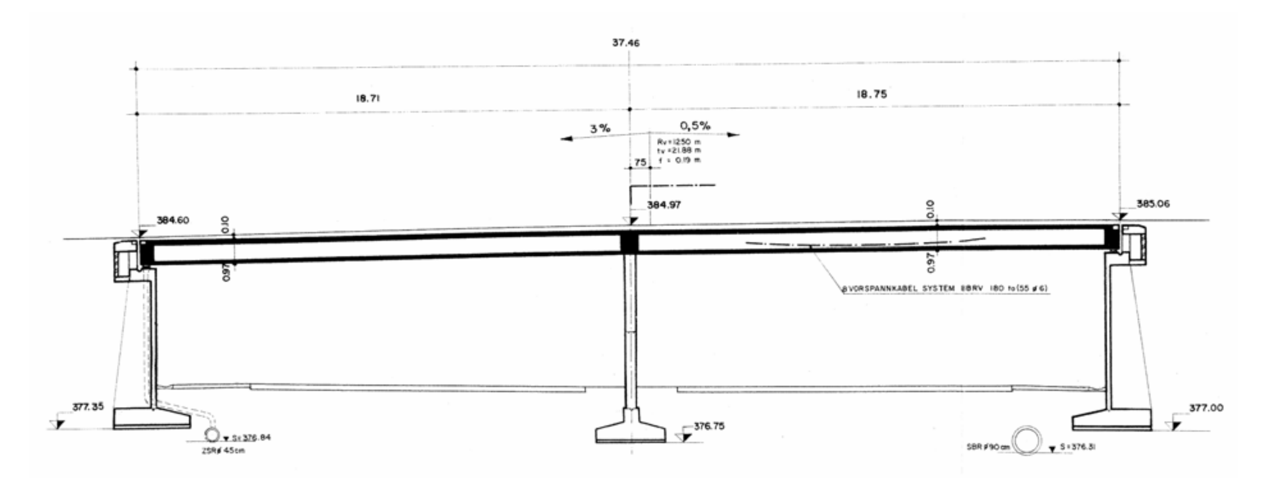
ZEBRA-Nr.	Ortsbezogene Grössen		Typisierung und Kennzahlen			Abbruch
	Objektbezeichnung	**Verkehrsträger**	**Brückentyp**		**l_{max} [m]**	**Zeitpunkt**
	Gemeinde	**Hindernis**	**Baujahr**	**National-strassen-perimeter**	***A* [m²]**	**Unter-suchungen**
	Opfikon	A51 Opfikon–Bülach, Glatt	1960	N51	905	s. Anhang B p. 178
ZH 109	Überführung Wallisellerstrasse	Strasse I. Klasse (Wallisellerstrasse)	Rahmentragwerk aus Spannbeton, Vollquerschnitt		31.3	Febr. 2002
	Opfikon	A51 Opfikon–Bülach	1961/62	N51	623	s. Anhang B p. 181
ZH 110	Überführung Glatthofstrasse	Strasse III. Klasse (Glatthofstrasse)	Einfeldträger aus Spann-beton, Vollquerschnitt		26.09	Febr. 2002
	Opfikon	A51 Opfikon–Bülach	1961	N51	291	s. Anhang B p. 183
ZH 111	Überführung Butzenbüelstrasse	Staatsstrasse (Butzen-bühlstrasse)	Einfeldträger aus Spann-beton, Hohlquerschnitt ohne Zugang		36.0	November 2002
	Kloten	Zubringer Flughafen–A51	1967	-	398	s. Anhang B p. 185
ZH 112	Überführung Butzenbüelstrasse Nord	Staatsstrasse (Butzen-bühlstrasse)	Rahmentragwerk aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		ca. 25	November 2002
	Kloten	Zubringer A51–Flughafen	1967	-	445	nicht weiterverfolgt
ZH 113	Durchlass Fuchsbach Hulfteggstrasse	Hauptstrasse S-2 (Hulfteggstrasse)	Plattenbrücke aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		5.20	Juni 2001
	Steg (Fischenthal)	Fuchsbach	1946	-	50	nicht weiterverfolgt
ZH 114	Tössbrücke Fridtal	Staatssstrasse (Wildbergstrasse)	Einfeldträger im Stahl-Beton-Verbund, Vollwandträger		21.0	Mai 2001
	Turbenthal / Wildberg	Töss	1879	-	185	nicht weiterverfolgt
ZH 115	Jonabrücke Bachtelstrasse	Staatsstrasse S-3 ((Bachtelstrasse)	Einfeldträger aus Stahl-beton, Vollquerschnitt		9.3	Mai 2001
	Wald	Jona	1935/36	-	87	nicht weiterverfolgt
ZH 116	Reppischbrücke Wettswilerstrasse	Staatsstrasse S-1 (Wettswilerstrasse)	Gewölbekonstruktion aus Stahlbeton, Vollquerschnitt		5.70	August 2000
	Landikon (Birmensdorf)	Reppisch	1901	-	ca. 60	nicht weiterverfolgt
ZH 117	Hilfsbrücke Sihlhölzli	Sihlhochstrasse Ausweichspur Instandsetzung	Durchlaufträger im Stahl-Beton-Verbund, mehrfacher Plattenbalken		48.5	August 2002
	Zürich	Sihl	1999	N3	1800	minimale Untersuchung
ZH 118	Aabachbrücke Wilstrasse	Staatsstrasse S-27 (Wilstrasse)	Einfeldträger aus Stahlbeton, aufgelöster Querschnitt		16.3	August 2002
	Uster	Aabach	ca. 1953	-	169	minimale Untersuchung

Anhang B: Kurzbeschreibung der näher untersuchten Objekte

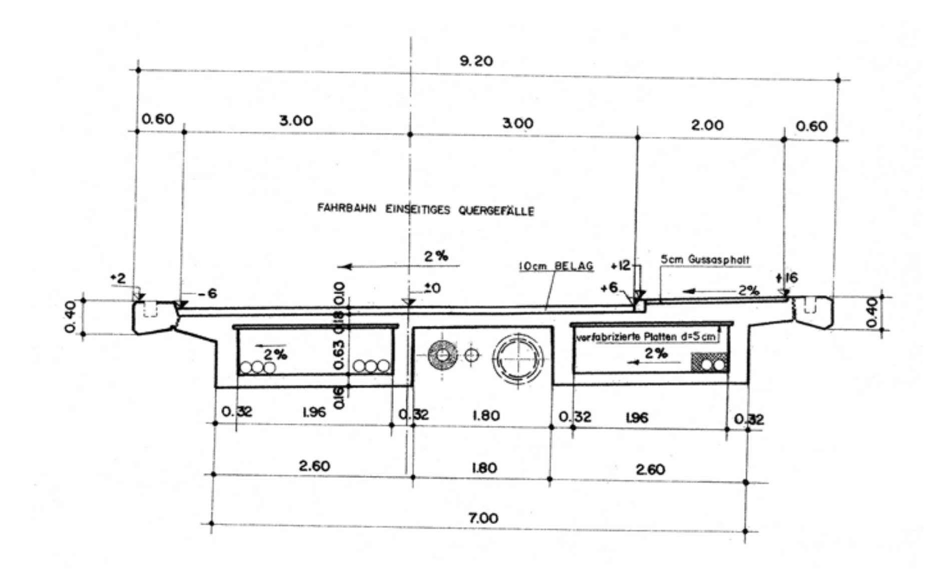
Inhaltsverzeichnis der näher untersuchten Objekte

Überführung Hardstrasse AG 101

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Aargau	**Objekt-Nr.:**	N1/507
Baujahr:	1970	**Abbruch:**	September 2001 (Spur Süd) bzw. April 2002 (Spur Nord)
Bauwerksart:	Zweifeldträger aus Stahlbeton, zweizelliger Hohlkasten	**Brückenalter:**	31 bzw. 32 Jahre
Verkehrsträger:	Gemeindestrasse (Hardstrasse/Hofmattstrasse)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A1, Bern–Zürich	**Brückenfläche:**	345 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Die Brücke überspannt die Nationalstrasse A1 als schief gelagerter Durchlaufträger mit zwei Feldern à 18.75 m Spannweite. Der Winkel zwischen der Brückenachse und den schiefen Widerlagerwänden sowie der schiefen Stützenachse in Brückenmitte beträgt 67.5°. In Querrichtung besteht die Brücke aus zwei Hohlkastenquerschnitten, welche durch die Fahrbahnplatte verbunden sind. Die Fahrbahn hat eine Breite von 6.0 m und ein Quergefälle von 2%. An die Fahrbahn schliesst einseitig ein Gehweg von 2.0 m Breite an. Zusammen mit den

beiden Konsolen ergibt sich somit eine Gesamtbreite der Brücke von 9.2 m. Die beiden rechteckigen Betonpfeiler in Brückenmitte liegen jeweils in der Längsachse der Hohlkästen und stehen auf dem Mittelstreifen der untenliegenden Autobahn. In Längsrichtung ist die Brücke durch insgesamt acht Spannglieder System BBRV der Firma Stahlton AG vorgespannt (zwei pro Steg). Alle Spannglieder sind bis an die Enden der Endquerscheiben geführt. In den gerippten Blechhüllrohren sind je 55 Spanndrähte Ø 6 mm angeordnet. Die Abdichtung der Fahrbahn wurde anfangs durch eine 10 cm starke Gussasphaltschicht gewährleistet. Im Jahre 1981 wurden im Rahmen von Instandsetzungsarbeiten an den Fahrbahnrändern Bitumenbahnen eingeklebt. Der Gehweg war anfangs ebenfalls nur durch einen 5 cm starken Asphalt geschützt und wurde deshalb gleichzeitig mit der Fahrbahninstandsetzung durch ein Ölpapier zur Betonoberfläche abgedichtet. Die Brücke ist auf insgesamt acht Teflon-Gleitlagern der Firma Proceq gelagert (vier je Widerlagerwand). Entwässert wird die Brücke über ein einseitiges Quergefälle von 2% von Fahrbahn und Gehwegs sowie in Längsrichtung durch ein Gefälle ab Brückenmitte von 3% nach Süden und 0.5% nach Norden. Fundiert ist die Brücke über Streifenfundamente bei den Widerlagern und den Stützen.

Abbruchgrund: Durch die Eindeckung der Nationalstrasse A1 bei Neuenhof wird die Überführung Hardstrasse nicht mehr benötigt und abgebrochen. Die Hardstrasse wird in die neue Autobahnüberdeckung integriert.

Abbruchvorgang

Der Brückenabbruch fand in zwei zeitlich getrennten Phasen statt. Die südliche Brückenhälfte wurde im September 2001 abgebrochen und die nördliche samt Mittelpfeilern im April 2002. Bevor mit dem Rückbau der südlichen Brückenhälfte begonnen werden konnte, wurde in Brückenmitte ein Stützjoch eingebaut und die Brücke in der Mitte zwischen Stützjoch und Brückenpfeilern mit einer Kreissäge getrennt. Anschliessend wurde die südliche Brückenhälfte mit einem Betonbeisser abgebrochen. Da der Asphalt noch nicht eingebaut war, mussten keine Massnahmen zum Schutz der untenliegenden Fahrbahn getroffen werden und die herunterfallenden Bruchstücke konnten zu einer Deponie transportiert werden, wo sie dem Recycling zugeführt wurden. Im April 2002 wurde die nördliche Brückenhälfte samt Stützen auf die gleiche Weise abgebrochen. Das Streifenfundament der Mittelpfeiler verblieb im Boden und die Widerlagerwände wurden in die Stahlbetonkonstruktion der Eindeckung integriert.

Während dem Rückbau kam es zu keinen unvorhergesehenen Ereignissen.

Zustandserfassung vor Abbruch

Der Gesamteindruck des Zustands der Brücke war gut.

Betonoberflächen: Die Sichtbetonflächen der Brücke hinterliessen einen guten Eindruck. Nur vereinzelt waren an den Trägeraussenseiten Wasserlaufspuren sichtbar und dies auch nur in der Nähe der Einlaufschächte der Entwässerung.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Stahlbeton: Die Betonqualität konnte aufgrund der Abbrucharbeiten und der beobachteten Betonbruchstücke als gut bezeichnet werden. Der Bewehrungsstahl war über die beiden Brückenfelder gesehen ebenfalls in einem guten Zustand und es zeigten sich trotz der teilweise erhöhten Chloridbelastung auch in Tiefen von 2-3 cm keine Anzeichen von Lochfrasskorrosion. Lediglich bei der Spreizbewehrung am nördlichen Brückenende konnte an einzelnen Stellen Lochfrasskorrosion beobachtet werden.

Chlorideindringung: An insgesamt sechs ausgewählten Stellen wurden mit einem Schlagbohrer Bohrmehlproben gewonnen und bezüglich Chloridbelastung untersucht. Die einzelnen Chloridprofile gehen jedoch nur bis in Tiefen von 3 cm und streuen unter sich zu stark, als dass eine eindeutige Aussage über die Chloridbelastung der Brücke gemacht werden könnte. Die gemessenen Werte reichen von 0 bis 0.239 M%-Cl^-/Beton in einer Tiefe von 0-10 mm. An zwei Stellen wurde auch der Chloridgehalt des Injektionsmörtels bestimmt. Dabei wurde kein Chlorid festgestellt.

Spannglieder: Soweit die freigelegten Spannglieder in den Hoch- und Tiefpunkten beobachtet werden konnten, waren sie mit Ausnahme einiger oberflächlichen Rostpunkte ohne beachtenswerte Hüllrohrkorrosion oder gar ganz blank und glänzend. Der maschinelle Brückenabbruch ermöglichte es nicht, eine umfassende Kontrolle der Spanngliedinjektionen vorzunehmen. Bei den Beobachtungen der nachträglich freigelegten Spannglieder wurden keine auffallenden Injektionsmängel entdeckt. Die Hüllrohre waren sehr gut verfüllt. Auch die Entlüftungsrohre waren ausnahmslos voll ausgefüllt. An den Spanndrähten selbst waren während des Brückenabbruchs keine Korrosionsstellen sichtbar. Die Betonüberdeckung der Spannglieder betrug im Minimum 5.0 cm zur Trägeruntersicht und 3.5 cm zur Stegoberfläche.

Verankerungen: Der Zustand der beweglichen Verankerungen Typ N war gut. Die Spanndrahtenden waren dank einer ausnahmslos guten Vermörtelung gut geschützt. Die festen Verankerungen Typ S_q waren system-

bedingt durch die Einbettung in den Träger gut gegen äussere Einwirkungen geschützt. Es konnten keine Korrosionsstellen beobachtet werden, die einer Feuchtigkeitseinwirkung zuzuschreiben wären.

Gewonnene Erkenntnisse

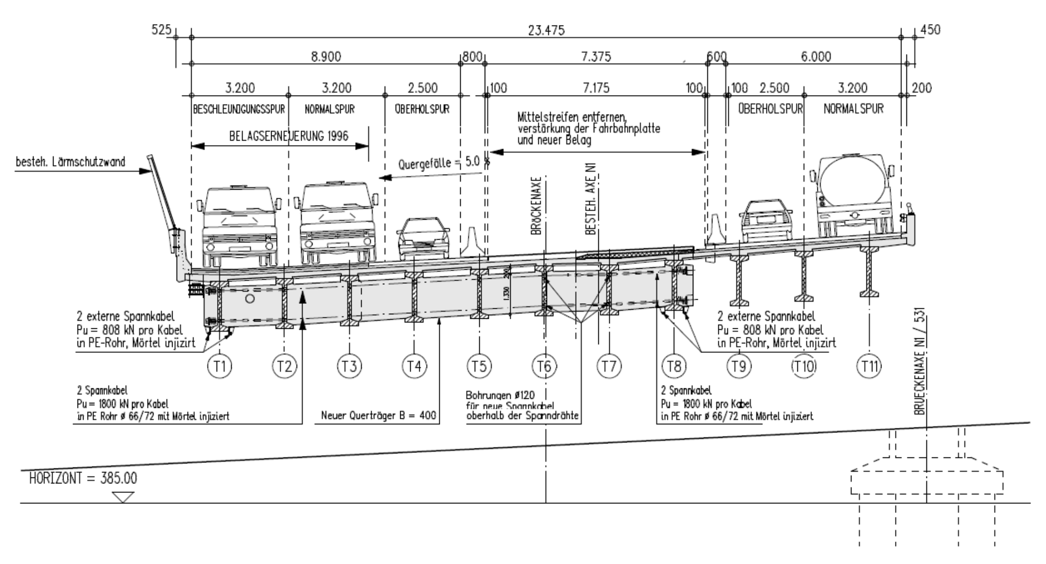
Beim verwendeten Spannsystem BBRV der Firma Stahlton AG zeigte sich, dass der Verfüllungsgrad der Hüllrohre sowohl in den freigelegten Tiefpunkten wie auch den Hochpunkten sehr gut war. Die Entlüftungsrohre waren ebenfalls restlos ausgefüllt. Da die Hüllrohre innen wie aussen in blankem Zustand angetroffen wurden, ist davon auszugehen, dass die Chlorideindringtiefe sowie die Karbonatisierungsfront zu wenig weit reichten um Korrosionsschäden an den Spanngliedern zu verursachen. Dass Chloride jedoch in genügend hoher Konzentration bis in die obersten 2-3 cm der Betonoberfläche eingedrungen waren, zeigte sich an der beobachteten Lochfrasskorrosion der Spreizbewehrung im Bereich des Auflagers Nord.

Vorhandene Unterlagen

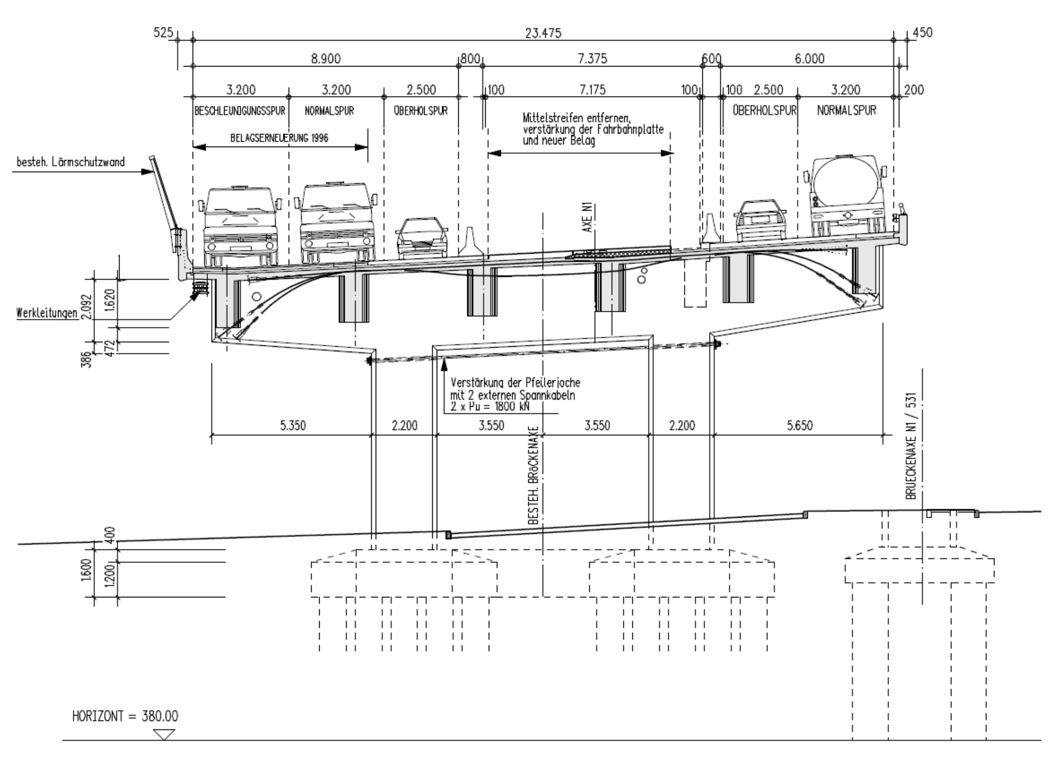
- Stucki, Hofacker + Partner AG (2001): *Objekt N1/507 Überführung Hardstrasse über N1 in Neuenhof*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung beim Brückenabbruch, Zürich, 63 pp.

Lehnenviadukt Neuenhof AG 102

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Aargau	**Objekt-Nr.:**	N1/502
Baujahr:	1972	**Abbruch:**	August 2001 (Teilabbruch)
Bauwerksart:	(Im Spannbett vorfabrizierte) Einfeldträger aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt	**Brückenalter:**	29 Jahre
Verkehrsträger:	Nationalstrasse A1 Bern–Zürich	**Abbruchgrund:**	Neue Linienführung
Hindernis:	Kantonsstrasse 119	**Brückenfläche:**	ca. 1600 m^2



Querschnitt Fertigteilfeld



Querschnitt Ortbetonfeld

Bauwerk

Die sieben Nebenfelder dieser insgesamt achtfeldrigen Brücke bestehen aus total 77 vorfabrizierten I-Trägern (sieben Felder à elf Träger) mit einer Spannweite von jeweils ca. 25 m. Die Hauptspannweite von 42.5 m wird durch ein Ortbetonfeld, das aus sechs Trägern besteht, gebildet. Im Rahmen der "Kapazitätserweiterung Baregg" werden die drei äussersten Träger je Feld abgebrochen, um Platz für eine neue, parallel geführte Brücke zu schaffen. Bei den vorfabrizierten I-Trägern der Nebenfelder handelt es sich um einfache Balken, welche während dem Bau der Brücke zwischen die Querträger eingehängt wurden. Der Biegewiderstand der 1.65 m hohen Träger wird aus 74 im Spannbett vorgespannten Vorspanndrähten Ø 7 mm aufgebaut. Erwähnenswert ist zudem die Tatsache, dass die Vorspanndrähte im Bereich der Endverankerungen zum Teil isoliert wurden, um die Vorspannkraft über eine längere Strecke einzuleiten.

Abbruchgrund: Infolge der Verbreiterung der Autobahn in diesem Abschnitt von heute vier auf neu sechs Spuren, wird die bestehende Brücke auf drei Spuren im Einbahnverkehr reduziert und durch eine neue, parallel geführte Brücke mit ebenfalls drei Spuren ergänzt.

Abbruchvorgang

Wo möglich, wurden die Träger vor Ort abgebrochen. Wo die Träger eine Strasse überspannten, wurden sie als Ganzes herausgehoben und der Entsorgung zugeführt.

Zustandserfassung vor Abbruch

Die abzubrechenden Träger wurden nicht speziell auf allfällige Schäden untersucht.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Ein 25 m langer I-Träger der Nebenfelder wurde für einen Bruchversuch im Rahmen einer Diplomarbeit am Institut für Baustatik und Konstruktion auf den Freiluft-Belastungsstand der ETH Hönggerberg transportiert. Beim Vergleich der planmässigen mit den effektiven Abmessungen wurden bis auf die Stegdicke keine grösseren Abweichungen festgestellt. Die Stegdicke wurde anhand von sechs Betonbohrkernen bestimmt, welche über fast die ganze Länge des Versuchsträgers verteilt waren. Dabei stellte sich heraus, dass die effektive Stegbreite von 15.5 cm annähernd 11% grösser war als die auf dem Schalungsplan angegebenen planmässigen 14.0 cm. Bei den Materialkennwerten erreichte die Zugfestigkeit des Spannstahls einen Mittelwert von 1830 MPa bei geforderten 1570 MPa als Prüfwert. Dies entspricht einer Überschreitung von 16.5%. Die nach dem Bruchversuch für die Bestimmung der Materialeigenschaften ausgebauten Bewehrungsstäbe und Spanndrähte ergaben keine Hinweise auf allfällige Korrosionserscheinungen. Auch die Spanndrähte im Bereich der Auflager, wo ein Teil der Drähte die ersten zwei resp. drei Meter verbundfrei in Plastikröhrchen geführt worden waren, zeigten keine Korrosionserscheinungen.

Gewonnene Erkenntnisse

Beim Bruchversuch wurde der Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitung so gewählt, dass eine möglichst hohe Querkraft erreicht wird, ohne dass sich die Last direkt auf das Auflager abstützen kann. Anlass war die gemäss Norm SIA 162 (1989) ungenügende Tragsicherheit gegen Schubversagen, welches durch diese Lastanordnung provoziert werden sollte. Der von den Diplomanden mit Hilfe des oberen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie ermittelte Biegeschubbruch trat ein und lokale Mechanismen wie ein Biegebruch beim Gerbergelenk wurden nicht massgebend.

Es zeigte sich auch, dass obwohl die vorgefertigten I-Träger in einer Stahlschalung hergestellt worden waren, Abweichungen in den Abmessungen durchaus möglich sind. In diesem Fall führt die grössere Stegdicke zu einem erhöhten Querkraftwiderstand.

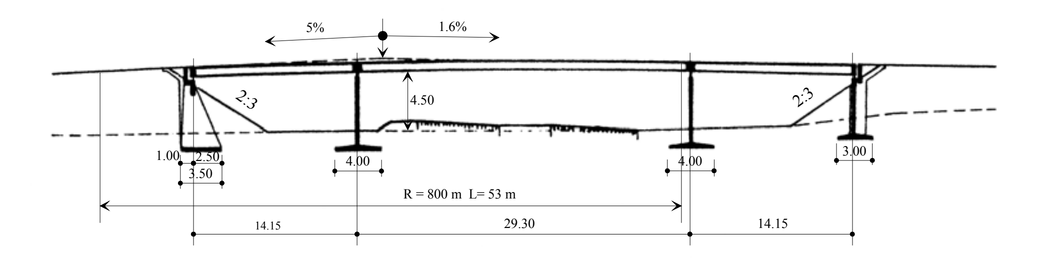
Der auf Grund der Versuchsanordnung mit Hilfe des oberen Grenzwertes der Plastizitätstheorie bestimmte massgebende Biegeschubmechanismus konnte durch die Versuchsdurchführung bestätigt werden. Auch wenn die Bruchlast infolge der vor dem Versuch unbekannten Materialeigenschaften nicht absolut zutreffend war, zeigte die Nachrechnung am selben Mechanismus mit den an Proben ermittelten mittleren Materialeigenschaften eine Abweichung von lediglich 5.4%.

Vorhandene Unterlagen

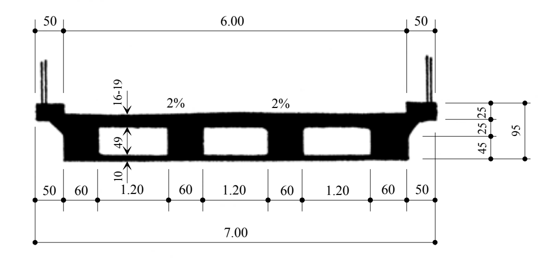
- Vontobel, A.; Weissenberger, M. (2002): *Lehnenviadukt Neuenhof, Bruchversuch an einem Spannbetonträger*; Diplomarbeit, ETH Zürich, unveröffentlicht, 82 pp.

Überführung Kirchmatten BE 101

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Bern	**Objekt-Nr.:**	Z 13
Baujahr:	1961	**Abbruch:**	Februar 1998
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, dreizelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	37 Jahre
Verkehrsträger:	Gemeindestrasse (Holzmühleweg)	**Abbruchgrund:**	Änderung überquerte Verkehrsträger
Hindernis:	Nationalstrasse A1, Bern–Zürich	**Brückenfläche:**	403 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Die Überführung Kirchmatten ist eine 57.6 m lange Stahlbetonbrücke mit dreizelligem Hohlkastenquerschnitt. Der Dreifeldträger weist Spannweiten von 29.3 m und zweimal 14.15 m auf. Pro Längsträger sind folgende Spannglieder kombiniert: Zwei Spannglieder VSL 125 (2 × 130 t, je 24 Drähte mit Ø 8 mm) und zwei Spannglieder VSL 90 (2 × 95 t, je achtzehn Drähte mit Ø 8 mm). Der Brückenbelag besteht aus 3-4 cm Gussasphalt, darunter befindet sich Lackbitumen als Abdichtung.

Abbruchgrund: Im Rahmen des Projekts *Bahn 2000* wird eine SBB-Linie parallel zur Nationalstrasse A1 gebaut. Die Spannweite des Randfelds der bestehenden Überführung Kirchmatten ist zu klein, um jene überspannen zu können.

Abbruchvorgang

Das Mittelfeld wurde in 4 × 2 Elemente zersägt, nachts mit einem Autokran abgehoben, neben der A1 deponiert und mit Montabert und Hydraulikschere an Ort zertrümmert. Die Endfelder wurden mit Montabert und Hydraulikschere an Ort zertrümmert.

Beim Zerschneiden der Brückenplatte (Mittelfeld) mit der Betonsäge traten Verklemmungen auf, speziell beim Schnittvorgang quer zur Brückenachse im Randträgerbereich.

Zustandserfassung vor Abbruch

Der Gesamteindruck des Zustands der Brücke war gut.

Belag: Relativ guter Zustand, vereinzelte Risse und kleine Ausbrüche im Randbereich.

Fahrbahnübergänge: Fugenkonstruktion funktionstüchtig, Fugendichtung in den Randkonsolen undicht.

Betonoberflächen: Konsol-Oberseiten bei den Geländerpfosten mit Betonabplatzungen. Übrige Bereiche grösstenteils mit intakter und dichter Sichtbetonfläche.

Brückenlager: Neoprene-Lasto-Auflager noch funktionstüchtig.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Stahlbeton: Die Betonqualität war durchwegs gut, der Gefügeaufbau dicht und homogen. An der oberen Bewehrungslage traten keine Schäden auf, die Hohlkasten sind ohne sichtbare Wasserlaufstellen, d.h. die Abdichtung war funktionstüchtig. Die Betonüberdeckung beträgt im Mittel 22 mm, bei weniger als 10 mm Überdeckung trat Korrosion auf.

Spannglieder: An den freigelegten Hüllrohren und Spanndrähten ist nirgends Korrosion entdeckt worden.

Verankerungen: Der Zustand der festen Verankerungen Typ U (Schlaufenanker) war einwandfrei. Einzelne Ankerplatten, Gewindebüchsen und Abstützringe der beweglichen Verankerungen Typ M wiesen im oberen Bereich leichte Anrostungen auf. Die geöffneten Trompeten zeigten eine vollständige Verfüllung mit Injektionsgut. Bei der beweglichen Verankerung Typ I waren die Ankerplatten samt Verankerungsbüchsen zur Wiederverwendung demontiert worden. Auch hier war der Korrosionsangriff gering.

Fahrbahnübergänge: Obwohl die Fahrbahnübergänge undicht waren, ist das Schadenausmass im Beton der Brückenplatte und der Widerlager als gering einzustufen.

Gewonnene Erkenntnisse

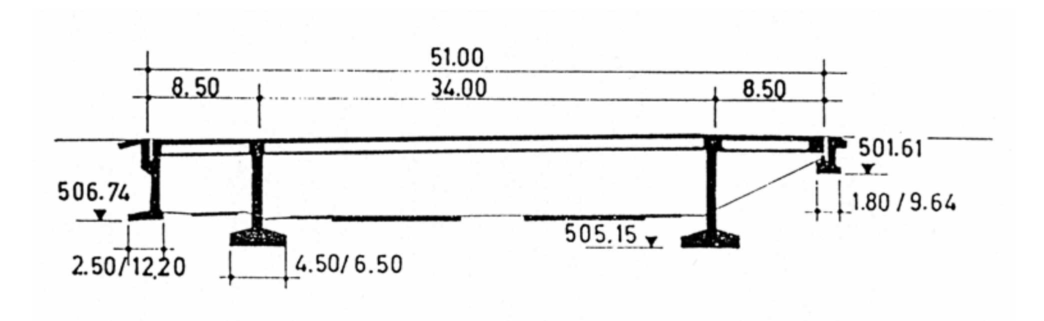
Der Gesamteindruck in konstruktiver und materialtechnischer Hinsicht wird als gut beurteilt, dies auch unter der Voraussetzung der dann zumal praktizierten Brückenbau- und Vorspanntechnik.

Vorhandene Unterlagen

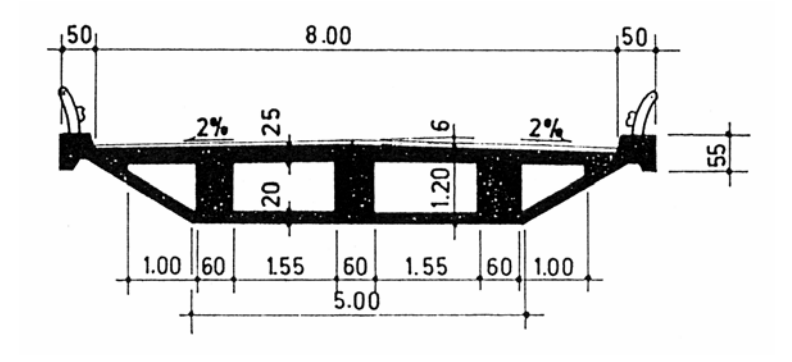
- Bänziger, H. (1998): *Z 13 (A1) Überführung Kirchmatten bei Hindelbank*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, 46 pp.

Überführung Abzweigung Emmental BE 102

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Bern	**Objekt-Nr:**	Z 16
Baujahr:	1962	**Abbruch:**	Juli 1999
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, vierzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	37 Jahre
Verkehrsträger:	Abzweigung Emmental	**Abbruchgrund:**	Änderung überquerte Verkehrsträger
Hindernis:	Nationalstrasse A1 Bern–Zürich	**Brückenfläche:**	459 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Der 51.0 m lange Dreifeldträger aus Spannbeton weist Spannweiten von 34.0 m und zweimal 8.5 m auf. Die Spannglieder werden jeweils über zwei Felder geführt. So beträgt die Gesamtvorspannung in Feldmitte 3636 t (18 Spannglieder à 202 t) und über den Stützen 1818 t (9 Spannglieder à 202 t). Als Verankerungen dienen an den Trägerenden VSL Typ I (Injektionsanker) und im Mittelfeld VSL Typ U (Schlaufenanker). Der Brückenträger ist durch je drei Neoprene-Lasto-Lager auf den beiden Wandscheiben aufgelegt. Bei den Widerlagern kommen je drei Teflon-Gleitlager sowie je sechs Staifix-Stangen zum Einsatz. Die Fahrbahnplatte weist als Abdichtung Mastix und Glasgewebe auf.

Es liegen keine Angaben über frühere Belagserneuerungen und Reparaturarbeiten am Bauwerk vor. Der Fahrbahnübergangsbereich scheint dennoch erneuert worden zu sein.

Abbruchgrund: Im Rahmen des Projektes *Bahn 2000* wird eine SBB-Linie parallel zur Nationalstrasse A1 gebaut. Die Spannweite der bestehenden Überführung ist zu klein, um jene überspannen zu können.

Abbruchvorgang

Die Brücke wurde auf Verschubträgern als Ganzes herausgezogen, dann mit dem Hydraulikhammer und Betonbeisser zertrümmert, sortiert und abtransportiert. Es traten keine unvorhergesehenen Ereignisse oder grösseren Probleme auf. Die Arbeitsgemeinschaft konnte von den Erfahrungen beim Abbruch der Brücke Z 17 (BE 105) profitieren.

Zustandserfassung vor Abbruch

Betonoberflächen: Abgesehen von einigen Betonreparaturstellen und Verfärbungen von Sickerwasserläufen war das Aussehen des Sichtbetons gut (Brettschalungsstruktur).

Beläge: Die geringe Belagsstärke von 6 cm im Fahrbahnbereich führte zu Belagsschäden (Risse, Ausbrüche, Ablösungen, Unebenheiten).

Entwässerung: Die vier Einlaufschächte waren je über eine externe Ableitung an die Kanalisation angeschlossen. Anhand der Verfärbungen und Kalkaussinterungen müssen Undichtigkeiten in den Anschlüssen der Einlaufschacht-Armaturen bestanden haben.

Fahrbahnübergänge: Die Stahlkonstruktion der Fahrbahnübergänge war durch eine starke Anrostung und eine unvollständige Abdichtung gekennzeichnet. Das Wasser gelangte auf die Widerlagerbank und von dort über eine Entwässerungsleitung zum Abfluss.

Brückenlager: Soweit sichtbar waren die Teflon-Gleitlager (Einbau 1978) auf den Widerlagerbänken und die Neoprene-Lasto-Lager auf den Stützen noch funktionstüchtig.

Widerlager: Der Zustand der Widerlagermauern war in Ordnung. Diese waren 1978 für die Zugstangen-Verankerung vorbetoniert worden.

Zugstangen: Diese liessen leichtere Anrostungen beim Eintritt in die Widerlagerbank erkennen.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Beton: Aus den Beobachtungen beim Abbruch der Brücke mit dem Hydraulikhammer konnte im Allgemeinen auf einen Beton mit guter Festigkeit geschlossen werden. Einblicke in die Hohlzellen des Brückenträgers liessen andererseits auch lokale Kiesneststellen erkennen, die zum Teil unter der verlorenen Schalung versteckt waren.

Bewehrung: Die Betonüberdeckung der schlaffen Bewehrung war in vielen Bereichen ungenügend (5-20 mm). Die oberflächennahen Bewehrungsstäbe an der Brückenuntersicht und stellenweise an den Seitenflächen der Längsträger waren bereits stark angerostet, an einigen Bewehrungsstäben (Fahrbahnplatte und Konsolen) konnte eine ausgeprägte Lochfrasskorrosion festgestellt werden.

Schalung: Die verlorene Schalung in den Hohlzellen war stellenweise unter der Feuchtigkeitseinwirkung verrottet. Es bestanden keine Öffnungen im Boden der Hohlzellen, die zur Entwässerung und Belüftung der Hohlräume hätten dienen können.

Zugstangen: Die oberen Muttern und Ankerplatten der Zugstangen waren zum Teil stark angerostet. Dies liess erkennen, dass die Einmörtelung der Zugstangen-Verankerung in der Fahrbahnplatte wie auch der abdeckende Belag nicht ausreichend zu dichten vermochten.

Spannsystem: Hüllrohrdeformationen (Dellen) an der Unterseite der Spannglieder, wie sie im Brückenobjekt Z 17 (BE 105) entdeckt worden sind, traten bei diesem Bauwerk nicht in Erscheinung. Spanndrähte mit leichter Oberflächenkorrosion wurden beobachtet; Querschnittsverluste konnten jedoch keine festgestellt werden. Anzeichen einer fehlenden oder unvollständigen Spanngliedverfüllung fehlten.

Verankerungen:
Feste Verankerungen (Schlaufenanker VSL Typ U): An den inspizierten Verankerungskörpern wurden keine Mängel und keine Korrosionsschäden festgestellt.

Bewegliche Verankerungen (Injektionsanker VSL Typ I): Der Nischenbeton wies eine poröse Struktur und Kiesnester im Randbereich auf. Der wenige Zentimeter starke Schutzmörtel über dem Flanschblech der Verankerungsenden war ebenfalls von schlechter Qualität und undicht. Die Korrosion an den Spanndrahtenden (bei rund der Hälfte der Injektionsanker) hatte sich nur wenige Zentimeter in das Innere der Injektionsanker entwickelt.

An den Hosenrohren aus Blech wurden keine materialtechnischen Mängel festgestellt.

Gewonnene Erkenntnisse

Die entdeckten Korrosionsschäden an den Spanngliedern waren nicht ganz so weit fortgeschritten wie dies zum Teil bei der Brücke Z 17 (BE 105) der Fall war, doch die Anzahl der kleineren Korrosionsschäden und deren Örtlichkeiten haben nicht weniger überrascht.

Stahlbeton: Das äussere Aussehen der Brücke liess den effektiv vorhandenen Korrosionszustand der Bewehrung nicht erahnen. Beim Abbruch der Brücke konnten an der Unter- und Oberseite des Brückenträgers sowie in den Hohlzellen recht viele angerostete Bewehrungsstäbe (Korrosionsgrad 2-3) beobachtet werden. Eine fortgeschrittene Lochfrasskorrosion war nicht zu entdecken, wohl aber erste Anzeichen einer chloridinduzierten Korrosion.

Spannglieder: Bei der Brücke Z 16 konnten keine systembedingten Mängel festgestellt werden. Das verwendete VSL-Drahtsystem kann auch aus heutiger Sicht für eine Langzeitnutzung als funktionstauglich und dauerhaft bezeichnet werden.

Die Schadenbilder der Spannglieder liessen erkennen, dass der Korrosionsangriff von aussen stattgefunden hatte und somit eine Schadstoffinfiltration über Entlüftungsstutzen oder Injektionsanker praktisch ausgeschlossen werden kann.

Verankerung: Die festgestellten Korrosionsschäden an den Injektionsankern beschränken sich auf das äussere Ende der Hüllrohre und Spanndrähte.

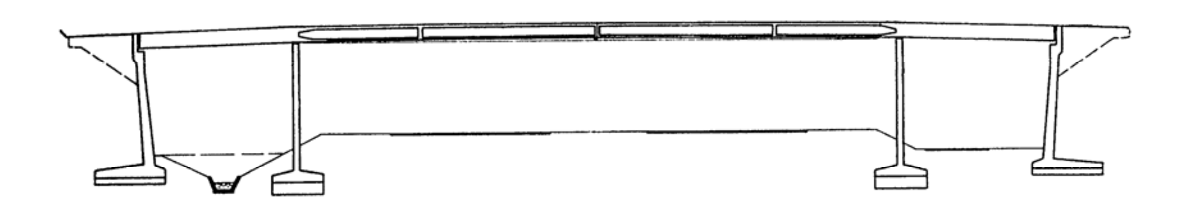
Spannsystem: Das Auftreten von Korrosion in den Injektionsanker konnte an einer geöffneten Verankerung abgeklärt werden. Aufgrund dieser Ergebnisse sind die Risiken eher klein, dass die 200 cm lange Verankerungsstrecke durch vom äusseren Ende her einsickerndes Wasser in ihrer Funktion stark beeinträchtigt werden könnte.

Vorhandene Unterlagen

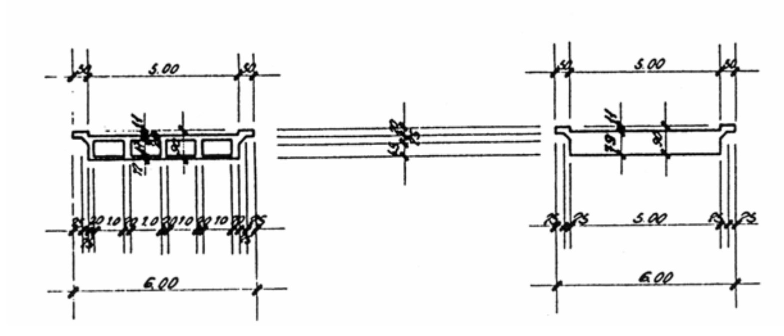
- Bänziger, H. (2000): *Z 16 (A1) Überführung Abzweigung Emmental bei Rüdtligen*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, 58 pp.

Überführung Köhlfeld BE 103

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Bern	**Objekt-Nr.:**	Z 23
Baujahr:	1963	**Abbruch:**	Juni 1997
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, vierzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	34 Jahre
Verkehrsträger:	Gemeindestrasse Oberösch-Utzenstorf	**Abbruchgrund:**	Änderung überquerte Verkehrsträger
Hindernis:	Nationalstrasse A1 Bern–Zürich	**Brückenfläche:**	275 m^2



Längsschnitt



Querschnitte in Haupt- und Randfeld

Bauwerk

Die Überführung Köhlfeld ist eine ca. 45.9 m lange Stahlbetonbrücke mit vierzelligem Hohlquerschnitt. Der Dreifeldträger weist Spannweiten von 30.3 m und zweimal 7.8 m auf. Die Längsträger sind mit je zwei Spanngliedern BBRV 137 (5 × 2 × 137 t, 44 Drähte mit Ø 6 mm) vorgespannt. Der Brückenträger ist durch Gleitlager-Platten auf den beiden Wandstützen aufgelegt. Die Fahrbahnplatte weist ein konsequentes Längs- und Quergefälle, aber keine Einlaufschächte und Ableitungen für Meteorwasser auf. Der Brückenbelag besteht aus 6 cm Gussasphalt, darunter befindet sich ein Mastix-Anstrich als Abdichtung. Es liegen keine Angaben über frühere Belagserneuerungen und Reparaturarbeiten am Bauwerk vor. Gemäss Aussage des Tiefbauamtes wurden die Hohlzellen 1987 zur Entwässerung angebohrt.

Abbruchgrund: Im Rahmen des Projektes *Bahn 2000* wird eine SBB-Linie parallel zur Nationalstrasse A1 gebaut. Die Spannweite der bestehenden Überführung Köhlfeld ist zu klein, um jene überspannen zu können.

Abbruchvorgang

Der Brückenabbruch dauerte inklusive Vorbereitungsarbeiten sechs Wochen. Nach einer Umlegung des Verkehrs und dem Anbringen einer Abstützung in Brückenmitte konnte das Mittelfeld abgebrochen werden. Dazu wurde der Brückenbalken in 2 × 5 Elemente zersägt und in einer Nacht herausgehoben. Danach erfolgte der Abbruch des Randfeldes. Soweit bekannt traten keine unvorhergesehenen Ereignisse oder grössere Probleme auf.

Zustandserfassung vor Abbruch

Betonoberflächen: Der Gesamteindruck des Zustandes der Sichtbetonflächen war gut. Kleinere Schadstellen waren an den Konsolköpfen, insbesondere bei den Verankerungen der Geländerpfosten, sichtbar. An den seitlichen Stirnflächen des Brückenbalkens bei den vier herausstehenden Belagsentwässerungsrohren zeigten sich helle Verfärbungen am Beton infolge von Sickerwasserläufen. An den zwei Wandstützen fielen keine Schäden wegen korrodierender Bewehrung auf.

Belag: Die geringe Belagsstärke von 6 cm im Fahrbahnbereich führte zu Belagsschäden (Risse, Ausbrüche, Ablösungen, Unebenheiten).

Fahrbahnübergang: Die Fahrbahnübergangskonstruktion liess durch die sichtbaren Wasserlaufverfärbungen an den Widerlagerseiten und -fronten Undichtigkeiten erkennen. Dort traten auch Korrosionsschäden an der Bewehrung in Erscheinung. Das auf die Widerlagerbank gelangende Wasser konnte scheinbar nicht immer über die bestehende Entwässerungsleitung zum Abfluss gelangen.

Lager: Soweit sichtbar waren die Neoprene-Lager auf den Stützen wie auf den Widerlagerbänken noch funktionstüchtig.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Stahlbeton: Anhand der Schnittflächen des zersägten Brückenträgers konnte auf eine gute Betonqualität geschlossen werden. Die Betonüberdeckungen in den Schnittflächen der Abbruchelemente entsprachen den in den Bauplänen vorgeschriebenen. Die verlorene Schalung in den Hohlzellen war stellenweise unter der Feuchtigkeitseinwirkung verrottet.

Spannglieder: Alle Schnittflächen der Spannglieder zeigten eine vollständige Zementinjektion ohne Hohlräume oder Luftblasen. Die Hüllrohrdeformationen (Abweichung vom Kreisprofil) waren gering; sie bewegten sich in der Grössenordnung von 1-3 mm. Die Lage der Hüllrohre in den Schnittebenen (Hoch- und Tiefpunkte der Spannglieder) entsprach mit einer Ausnahme (20 mm zu wenig Überdeckung im Hochpunkt) den Verlegeplänen.

Verankerungen: An zwei festen und zwei beweglichen Verankerungen der Brückenrandfelder konnten folgende Beobachtungen gemacht werden:

Feste Verankerung (Typ S 138): An Spanndrähten, Spiralen, Ankerplatten und Hüllrohren konnte keine Anrostung festgestellt werden, obwohl der Fahrbahnübergang nicht dicht gewesen war. Die beiden Entlüftungsrohre waren vollständig mit Zementinjektionsgut verfüllt.

Bewegliche Verankerung (Typ J 138): Die Trompetenenden wiesen als eine Folge des direkten Kontaktes mit der Feuchtigkeit in der Fuge des Fahrbahnüberganges eine flächige Anrostung auf. Im und vor dem Ankerkopf hinterliess die Vermörtelung bei beiden geprüften Verankerungen einen Hohlraum. Das Öffnen einer Trompete verschaffte Einblick in das Ankerinnere hinter dem Ankerkopf. Die Zementinjektion war vollständig und die Spanndrähte zeigten keine sichtbare Korrosion.

Gewonnene Erkenntnisse

Stahlbeton: Dank der doch recht guten Betonüberdeckung der Bewehrung (mit geringen Abweichungen) wurden in den Hohlzellen wie an den Aussenflächen des Brückenträgers nur wenige Korrosionsschadstellen angetroffen.

Vermutlich war das senkrechte Ablaufrohr in den beiden Widerlagerwänden zeitweise verstopft gewesen, was die beobachteten Wasserlaufspuren an den Wandfronten erklären könnte.

Spannglieder: Das verwendete Spannsystem BBRV mit den Injektions- und Spreizankern kann auch aus heutiger Sicht für eine Langzeitnutzung als funktionstauglich und dauerhaft bezeichnet werden.

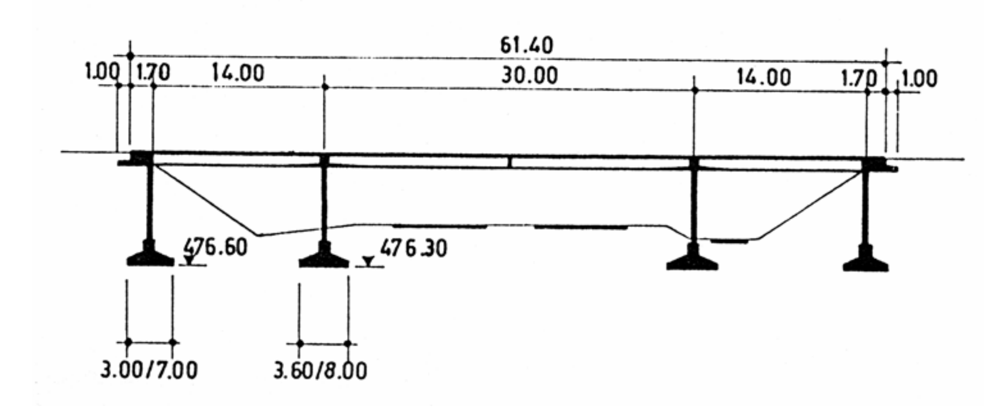
Verankerung: Systembedingte Mängel konnten nicht festgestellt werden. Die festgestellten Korrosionsschäden an den beweglichen Verankerungen beschränken sich auf den äusseren Abschnitt der Trompeten einschliesslich der Ankerköpfe. Die mangelhafte Vermörtelung der Spannnische im Feuchtbereich der Fahrbahnübergangsfugen stellt zweifellos eine Schwachstelle der Spannglied-Verankerung dar. Im Unterschied zur beweglichen Verankerung besteht bei der festen Verankerung ein weit geringeres Korrosionsrisiko, da der Ankerkörper vollständig im Beton eingebettet ist.

Vorhandene Unterlagen

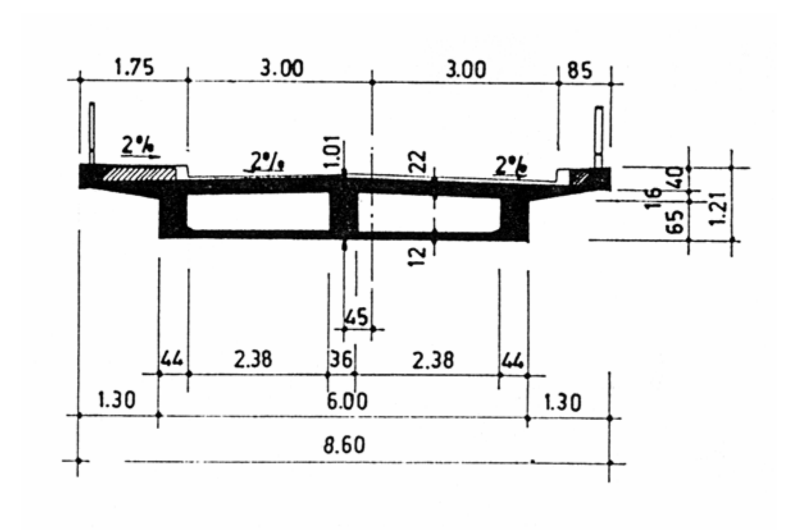
- Bänziger, H. (2000): *Z 23 (A1) Überführung Köhlfeld Gemeindestrasse Oberösch–Utzenstorf*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, 42 pp.

Überführung Z 24 Staatsstrasse Nr. 93 BE 104

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Bern	**Objekt-Nr.:**	Z 24
Baujahr:	1963	**Abbruch:**	Oktober 1998
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, zweizelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	35 Jahre
Verkehrsträger:	Staatsstrasse Utzenstorf–Koppigen	**Abbruchgrund:**	Änderung überquerte Verkehrsträger
Hindernis:	Nationalstrasse A1, Bern–Zürich	**Brückenfläche:**	528 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Bei der Überführung Staatsstrasse Nr. 93 handelt es sich um eine vorgespannte, dreifeldrige Stahlbetonbrücke mit einer Mittenspannweite von 30.0 m und zwei Randfeldern mit je 14.0 m Spannweite. Im Querschnitt besteht die Brücke als Hohlzellenträger mit insgesamt drei Stegen und einer Gesamtbreite von 8.6 m. Die beiden Randstege enthalten je sechs Spannglieder. Zwei sind mit 150 t vorgespannt und die restlichen vier mit je 170 t. Bemerkenswert ist, dass die vier zuletzt genannten Spannglieder in einem rechteckigen Blechkanal zusammengefasst sind. Es gibt in der Schweiz nur drei Brücken die über solch einen Blechkanal verfügen. Der Mittelträger ist mit zwei Spanngliedern à 125 t vorgespannt.

Abbruchgrund: Im Rahmen des Projektes *Bahn 2000* wird eine SBB-Linie parallel zur Nationalstrasse A1 gebaut. Die Spannweite der bestehenden Überführung Köhlfeld ist zu klein, um jene überspannen zu können.

Abbruchvorgang

Das Mittelfeld wurde in 2 × 3 Elemente zersägt und mit einem Pneukran in einer Nachtaktion neben der Autobahn deponiert. Die verbliebenen Randfelder und Stützen wurden zu einem späteren Zeitpunkt zusammen mit den zersägten Brückenelementen mit Hydraulikhammer und Betonbeisser rückgebaut.

Das Zersägen der Brücke erwies sich als sehr schwierig, da es immer wieder zu Unterbrechungen infolge von eingeklemmten Seil- und Kreissägen kam.

Beim Versuch, zwei Randträger mit Hilfe eines Hydraulikhammers vollständig zu trennen, kam es zu einem Betondruckversagen infolge der noch wirksamen Vorspannkraft. Die Brückenelemente verschoben sich dabei um 2-3 cm.

Zustandserfassung vor Abbruch

Betonoberflächen: An der oberflächennahen schlaffen Bewehrung der äusseren Stege und insbesondere an der Untersicht traten Korrosionsspuren (Verfärbung) klar hervor, was auf eine mangelnde Betonüberdeckung hinwies. Bei den nahe der Autobahn stehenden Wandpfeilern waren keine äusseren Schäden erkennbar. In den Hohlzellen war nichts zu erkennen, was auf eine Undichtigkeit der Fahrbahnplatte hingedeutet hätte.

Chloridgehalt: Die an sechs Stellen der Brückenplatten-Oberfläche durch Bohrmehl gewonnenen Chloridgehalte wiesen in Tiefen von 2-3 cm immer noch Werte von 0.75 bis 1.93 M%-Cl^-/Zement auf. Die schlaffe Bewehrung in diesem Bereich wies jedoch noch keine sichtbare Korrosion auf.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Stahlbeton: Die Betonqualität kann aufgrund der Abbauvorgänge und Bruchstücke allgemein als gut bezeichnet werden. Die Betonüberdeckung der schlaffen Bewehrung an der Untersicht der Brücke war mit 5-15 mm zu gering, was sich auch durch die oben erwähnten Korrosionsspuren zeigte.

Fahrbahnentwässerung: Die freigelegten Einlaufschächte aus Gusseisen wiesen an der Untersicht starke Korrosionsspuren auf, was auf eine defekte Abdichtung der Einlaufschächte schliessen lässt.

Spannglieder: Soweit die freigelegten Spannglieder in den Hochpunkten beobachtet werden konnten, waren diese mit vollständiger Zementinjektion und ohne beachtenswerte Hüllrohrkorrosion freigelegt worden. Bei den seitlich neben der Autobahn deponierten Brückenelementen des Mittelfelds wurden an den runden Wellrohren und rechteckigen Blechkanälen einzelne lokale Anrostungen vorgefunden. Diese Korrosionsstellen an den Hüllrohren korrespondierten meistens mit korrodierten Bewehrungsstäben in unmittelbarer Nähe. Eine vollständige Durchrostung der dünnwandigen Wellrohre (Blechstärke 0.3 mm) konnte nicht festgestellt werden. Die in Spenglerarbeit hergestellten Blechkanäle zeigten an mehreren Stellen leichte bis stärkere Anrostungen, dies sowohl auf der Innen- wie Aussenseite. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass diese Rostablagerungen noch aus der Bauzeit stammen. Die während des Abbruchs der Brückenelemente freigelegten Spanndrähte zeigten sich äusserlich in einem guten Zustand.

Dynamische Eigenschaften: Als Partner des Projekts SIMCES führte die EMPA an der Überführung Z 24 verschiedene dynamische Versuche durch.

Gewonnene Erkenntnisse

Die oberflächennahe schlaffe Bewehrung des Brückenhohlkastens (insbesondere an der Untersicht) war zutage getreten und liess erkennen, dass die Bewehrungsstäbe mit einer mangelhaften Betonüberdeckung (kleiner 15 mm) korrodiert bzw. korrosionsgefährdet waren. Die festgestellten lokalen Anrostungen von Bewehrung und Hüllrohren können vorwiegend Bereichen der Randträger-Aussenseite zugeordnet werden.

Eine korrosionskritische Stelle war der gusseiserne Einlaufschacht der Fahrbahnentwässerung in Nähe der Spannglieder. Aufgrund der undichten und stark angerosteten Aussenseiten der Gussschächte wurde ersichtlich, dass eine Feuchtigkeitseinwirkung in unmittelbarer Nähe der Spannglieder stattgefunden hatte.

Die visuellen Beobachtungen während des Brückenabbruchs zeigten ein weitgehend intaktes äusseres Zustandsbild der Spannglieder. Die lokalen Anrostungen an Verankerungen und Hüllrohren bzw. Blechkanälen deuten jedoch darauf hin, dass Schwachstellen in der alkalischen Einbettung sowie eine Schadstoffeinwirkung existiert haben. Die hohen Chloridwerte unter dem Asphalt weisen ebenfalls auf eine ungenügende oder defekte Fahrbahnabdichtung hin. Auch die Fahrbahnübergänge waren defekt und hätten durch neue ersetzt werden müssen.

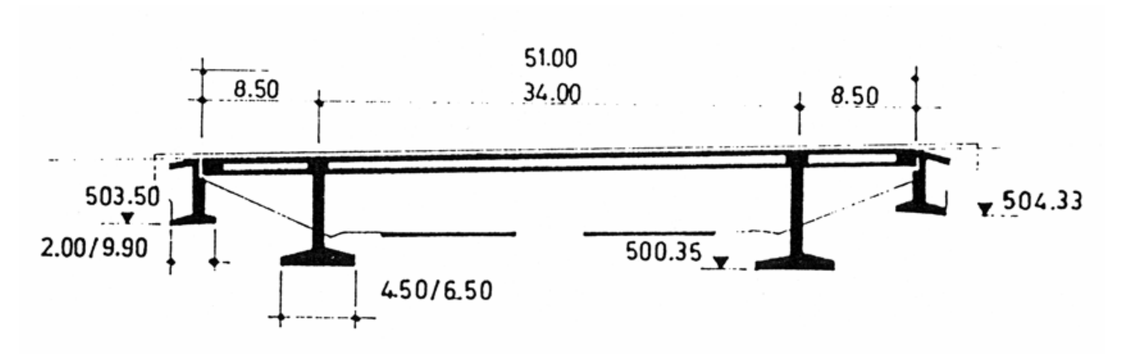
Vorhandene Unterlagen

- Bänziger, H. (2000): *Z 24 (A1) Überführung Staatsstrasse Nr. 93 bei Utzenstorf*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, 64 pp.

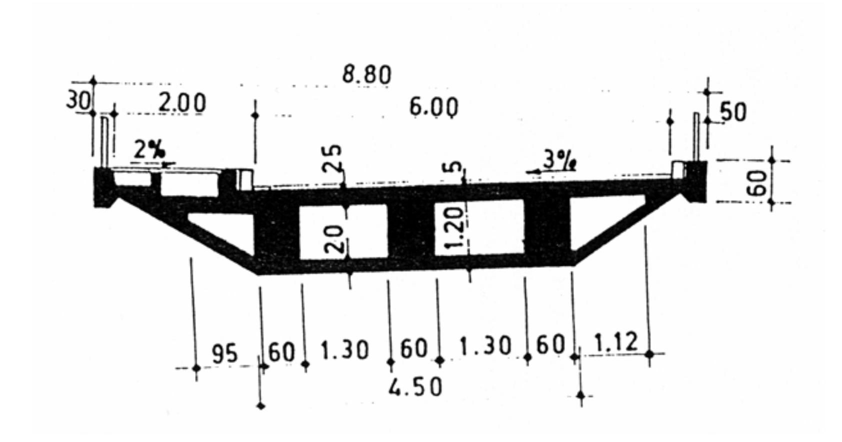
- Brincker, R.; Andersen, P.; Cantieni, R. (2001): *Identification and Level 1 Damage Detection of the Z24 Highway Bridge*; Experimental Techniques (25), No.6, pp. 51-57.
- Cantieni, R.; Motavalli, M. (1999): *Schwingungsverhalten kann Bauwerksschäden verraten*; EMPA Jahresbericht 1999, Eidg. Material Prüfungs- und Forschungsanstalt (EMPA), Dübendorf, p. 40-41.
- Peeters, B.; De Roeck, G. (2000): *One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental influences versus damage events*; in Proceedings of IMAC 18, San Antonio, TX, USA, 2000, pp. 1570-1576.

Überführung Dorfstrasse Rüdtligen BE 105

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Bern	**Objekt-Nr.:**	Z 17
Baujahr:	1962	**Abbruch:**	Februar 1999
Bauwerksart:	Vorgespannte, dreifeldrige Stahlbetonbrücke mit Hohlzellenquerschnitt	**Brückenalter:**	37 Jahre
Verkehrsträger:	Dorfstrasse Rüdtligen–Alchenflüh	**Abbruchgrund:**	Änderung überquerte Verkehrsträger
Hindernis:	Nationalstrasse A1 Bern–Zürich	**Brückenfläche:**	449 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Die Überführung der Dorfstrasse Rüdtligen ist eine 51.0 m lange Stahlbetonbrücke mit vierzelligem Hohlkastenquerschnitt. Der Dreifeldträger weist Spannweiten von 34.0 m und zweimal 8.5 m auf. Die Spannglieder werden jeweils über zwei Felder geführt. So beträgt die Gesamtvorspannung in Feldmitte 3600 t (18 Spannglieder à 200 t) und über den Stützen 1800 t (9 Spannglieder à 200 t). Der Drahtdurchmesser beträgt jeweils 8 mm. Als Verankerungen an den Trägerenden dienen VSL Typ I (Injektionsanker) und im Mittelfeld VSL Typ U (Schlaufenanker).

Abbruchgrund: Im Rahmen des Projektes *Bahn 2000* wird eine SBB-Linie parallel zur A1 gebaut. Die Spannweite der bestehenden Überführung ist zu klein, um jene überspannen zu können.

Abbruchvorgang

Die Topographie der Umgebung verunmöglichte ein vollständiges Herausschieben des Brückenträgers wie bei der Brücke Z 16 (BE 102). Deshalb wurde die Brücke auf Verschubträgern in Etappen herausgezogen. Nach jeweils fünf Metern wurde eine Etappe mit dem Hydraulikhammer zertrümmert und abtransportiert. Das letzte

Stück wurde mittels Autokran herausgehoben. Es traten keine unvorhergesehenen Ereignisse oder grössere Probleme auf.

Zustandserfassung vor Abbruch

Es liegen keine Angaben über frühere Belagserneuerungen und Reparaturarbeiten am Bauwerk vor. Der Gesamteindruck des Zustandes der Brücke war gut.

Belag: Dicke: 4-5 cm. Belagschäden (Risse, Ausbrüche, Ablösungen, Unebenheiten).

Fahrbahnübergänge: Die Fahrbahnübergangskonstruktion ist undicht, Wasser auf Widerlagerbank gelangt via Entwässerungsleitung zum Abfluss.

Betonoberflächen: Allgemein gutes Aussehen, kleine Schadstellen an Konsolen und Untersichtsflächen des Trägers.

Brückenlager: Die Neoprene-Lasto-Auflager sind noch funktionstüchtig.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Stahlbeton: Der Beton weist im Allgemeinen eine hohe Festigkeit auf. Die Hohlzellen des Brückenträgers weisen lokale Kiesnester auf. Die Betonüberdeckung der Bewehrung war in vielen Fällen ungenügend (5-20 mm), oberflächennahe Bewehrungsstäbe an der Brückenuntersicht sind stark angerostet.

Schalung: Die verlorene Schalung in den Hohlzellen war stellenweise unter der Feuchtigkeitseinwirkung verrottet.

Spannglieder: Auffallend war eine Hüllrohr-Deformation (Einplattung) an der Unterseite der Spannglieder im Hoch- und Tiefpunktbereich. Diese ist möglicherweise beim Ziehen der vorgefertigten Spannglieder über die Auflagerbügel entstanden.

An mehreren Hochpunkten traten Korrosionsschäden mit starker An- bzw. Durchrostung der Hüllrohre auf. Die Spannglieder selbst waren intakt. Die unteren Hüllrohre in Brückenmitte weisen aktive, aber noch nicht fortgeschrittene Korrosion auf (Anrostung). Die schlaffe Bewehrung unmittelbar unter den Spanngliedern weist Korrosionsgrad 2-3 auf.

Verankerungen: Bei der beweglichen Verankerung Typ I war der Nischenbeton und der Schutzmörtel von schlechter Qualität. Die Ankerplatte und der Klemmkopf waren nach dem Spannen zur Wiederverwendung entfernt worden. Die Drahtenden und das Hüllrohrende waren bei rund einem Drittel der Injektionsanker angerostet. Eine geöffnete Verankerung zeigte, dass die Korrosion nach 7 cm im Hüllrohr endete.

Der Zustand der festen Verankerungen Typ U (Schlaufenanker) war einwandfrei.

Fussgängersteg: Im Jahre 1980 wurde ein Fussgängersteg angehängt. Dessen Abdichtung war nicht ausreichend: An einigen freigespitzten Ankerschrauben und Ankerplatten konnten stärkere Anrostungen festgestellt werden.

Gewonnene Erkenntnisse

Der allgemeine Zustand kann aufgrund der visuellen Beobachtungen gemäss SIA 162/5 (Ziffer 4 12) mit der Klasse "annehmbar" bezeichnet werden.

Abdichtung: Die Belagsstärke im Fahrbahnbereich von 4-5 cm vermochte dem heutigen Schwerverkehr nicht standzuhalten, die Oberflächenabdichtung war seit längerer Zeit nicht mehr gewährleistet.

Schalung: Ein Grossteil der verlorenen Schalung der Hohlkasten war verfault. Das feuchte Milieu in den Hohlzellen begünstigte zudem die Korrosion an Bewehrung, Spanngliedern und Werkleitungen.

Fahrbahnübergang: Die undichten Fahrbahnübergänge und die unzugänglichen Widerlagerbänke bedeuteten für den Überbau wie für das Widerlager eine hohe Feuchtigkeits- und Chloridbelastung.

Bewehrung: Das äussere Aussehen der Brücke liess den effektiv vorhandenen Korrosionszustand der Bewehrung nicht erahnen. Beim Abbruch der Brücke konnten an der Unter- und Oberseite des Brückenträgers sowie in den Hohlzellen auffallend viele angerostete Bewehrungsstäbe (Korrosionsgrad 2-3) beobachtet werden. Eine fortgeschrittene Chloridkorrosion (Lochfrasskorrosion) war nicht zu entdecken, doch anhand der Korrosionsbilder an der Bewehrung konnte eine chloridinduzierte Korrosion festgestellt werden.

Spannglieder: Das verwendete VSL-Drahtsystem mit den Injektionsankern und U-Verankerungen kann auch aus heutiger Sicht für eine Langzeitnutzung als funktionstauglich und dauerhaft bezeichnet werden. Es konnten keine systembedingten Mängel festgestellt werden.

Der entdeckte Korrosionsschaden an vier Spanngliedern im Randfeld Seite Aefligen war eine Überraschung bezüglich Lage, Schadenausmass und Schadenursache. Die örtliche Durchrostung der Hüllrohre und die Korro-

sionsspuren an den Spanndrähten hätten für diese geschädigten Spannglieder langfristig eine Reduktion des Querschnittswiderstandes und damit der Tragsicherheit bedeutet. Ebenfalls als stark korrosionsgefährdet erwiesen sich die Spannglieder im Tiefpunktbereich in der Brückenmitte. Hier zeigten sich erste Hüllrohranrostungen aufgrund äusserer Schadstoffeinwirkungen und vermutlich auch begünstigt durch Hüllrohrdeformationen (ggf. mit Oberflächenverletzungen) aus der Bauzeit. Die Schadenbilder zeigten auf, dass der Korrosionsangriff von aussen nach innen stattgefunden hatte und damit eine Schadstoffinfiltration über Entlüftungsstutzen oder Injektionsanker praktisch ausgeschlossen werden kann. Denkbar ist eine Feuchtigkeitseinwanderung bis zum Spannglied über Risse und poröse Stellen (Kiesnester) im Stahlbeton.

Verankerungen: Die Wahrscheinlichkeit ist klein, dass die 200 cm lange Verankerungsstrecke durch einsickerndes Wasser vom äusseren Ende her in ihrer Funktion stark beeinträchtigt werden könnte.

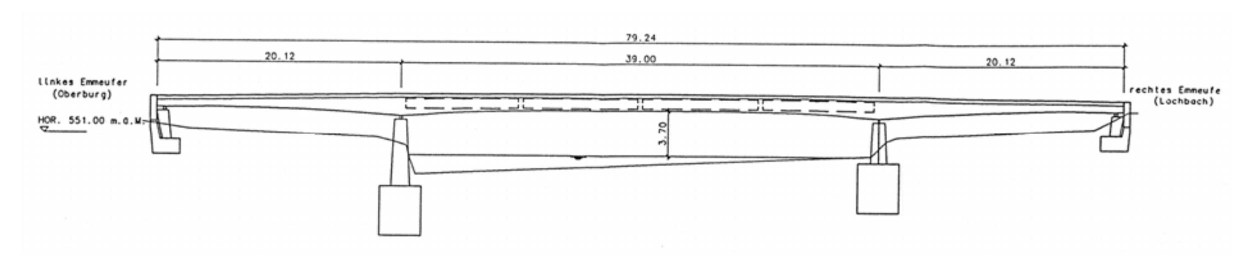
Brückenabbruch: Die gewonnenen Erfahrungen beim praktizierten Anheben, Verschieben und Rückbauen des Brückenträgers Z 17 wurden kurze Zeit später ganz in der Nähe beim Abbruch des Brückenobjektes Z 16 (BE 102) nutzbringend umgesetzt.

Vorhandene Unterlagen

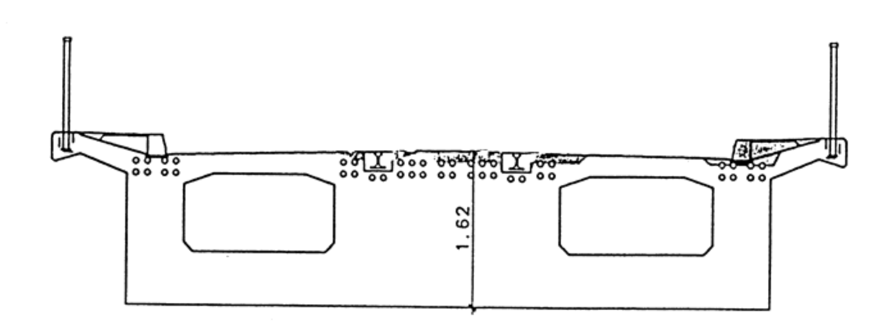
- Bänziger, H. (2000): *Z 17 (A1) Überführung Dorfstrasse in Rüdtligen–Alchenflüh*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, 63 pp.

Lochbachbrücke AMP Burgdorf BE 106

Bauherr:	Amt für Bundesbauten, Baukreis 3	**Objekt-Nr.:**	–
Baujahr:	1960/61	**Abbruch:**	Oktober 1998
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, zweizelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	37/38 Jahre
Verkehrsträger:	Zufahrt AMP Burgdorf (Lochbachstrasse), Industriegeleise	**Abbruchgrund:**	Schäden und Mängel
Hindernis:	Emme	**Brückenfläche:**	665 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt im Mittelfeld

Bauwerk

Die 79.2 m lange Stahlbetonbrücke weist ein Mittelfeld von 39.0 m und zwei Randfelder mit je 20.1 m Spannweite auf. Der Querschnitt der Randfelder ist als Vollplatte ausgebildet, das Mittelfeld weist zwei Hohlkasten auf. In Brückenlängsachse ist ein Normalspurgleis der SBB eingelassen, weshalb der mittlere Steg eine Breite von 2.4 m hat. Bei der Vorspannung handelt es sich um das System VSL Typ 90 (16 Drähte Ø 8 mm). In den beiden Randträgern liegen je acht Spannglieder (zwei Lagen à vier), im Mittelträger liegen aufgeteilt in eine obere und untere Lage, zwölf respektive sechzehn Spannglieder. Die Hochpunkte der Spannglieder des Mittelträgers kommen dabei in unmittelbare Nähe des Bahngleises zu liegen. Wegen des geringen Anteils an schlaffer Bewehrung trägt die Vorspannung 95% an den Tragwiderstand bei. Die Brücke weist keine Abdichtung auf; der Konstruktionsbeton dient als Fahrbahnbelag.

Abbruchgrund: Die Brücke wies einen schlechten Zustand auf. Ab 1996 wurde die maximale zulässige Brückenbelastung auf 60% der ursprünglichen Bemessungslasten herabgesetzt.

Abbruchvorgang

Der Abbruch der Brücke erfolgte mit Hydraulikbeisser und Hydraulikhammer vom Flussbett aus. Das Abbruchmaterial wurde anschliessend aus dem Flusslauf herausgebaggert und abtransportiert.

Beim Durchtrennen des Mittelträgers in Feldmitte versagte der reduzierte Betonquerschnitt infolge der hohen Vorspannkraft. Dies führte zu einer ruckartigen Horizontalverschiebung eines Brückenrandfeldes von ca. 0.5 m. In der Folge trat auch eine Vertikalbewegung (Absacken) auf.

Zustandserfassung vor Abbruch

Feuchtigkeitsbelastung: In einer 1994 durchgeführten Zustandsuntersuchung wurde festgehalten, dass der kritische Chloridgehalt auf der Fahrbahnoberfläche bis in eine Tiefe von 40 mm reichte und somit den Bereich der oberen Plattenbewehrung erfasste. Die fehlende Fahrbahnabdichtung hatte zudem zu Aussinterungen und Durchfeuchtungen an der Brückenunterseite geführt. Die verlorene Schalung in den Hohlkästen war durch eingedrungenes Wasser verfault. Die Brücke wies wasserführende Risse auf.

Lager: Die Rollenlager an beiden Brückenenden waren sehr stark korrodiert und nicht mehr funktionstüchtig.

Spannglieder: 1995 wurden mit einem Hochdruckwasserstrahl Sondierfenster freigelegt. Die freigelegten Hüllrohre wurden dabei durch den hohen Wasserdruck und infolge der vorhandenen Löcher in den Hüllrohren teilweise zerstört. Die meisten der intakten Hüllrohre wiesen leichte bis starke Deformationen auf. Dies wurde mit einer unvollständigen Verfüllung mit Injektionsgut begründet.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Betonoberflächen: Die Betonüberdeckung ist stark variabel und gering (durchschnittlich ca. 20 mm). Die Bewehrung weist Korrosionsgrad 1 bis zum Teil 4 auf.

Schalung: Die verlorene Schalung ist zum Teil verfault. In den Hohlkasten wurden nur einzelne Korrosionsstellen, aber keine grösseren Problemstellen entdeckt.

Hüllrohre: Es wurden weder korrosionskritische Stellen an den Hüllrohren noch Injektionsmängel der Spannglieder ausgemacht.

Spanndrähte: Die Spanndrähte liessen keine korrosionskritischen Stellen erkennen.

Bei der 1995 durchgeführten Untersuchung der Spannglieder (vgl. oben) wurde lokal auf die Spanndrähte im Sondierfenster ein Korrosionsschutzanstrich aufgebracht. Auch hier konnten keine Korrosionsnarben festgestellt werden.

Verankerungen: Der Zustand der beweglichen Verankerungen der Spannglieder war gut. Bei einzelnen Ankerplatten zeigte sich eine partielle Oberflächenanrostung infolge Feuchtigkeitseinfluss des undichten Fahrbahnübergangs. Injektionshohlräume wurden keine entdeckt.

Gewonnene Erkenntnisse

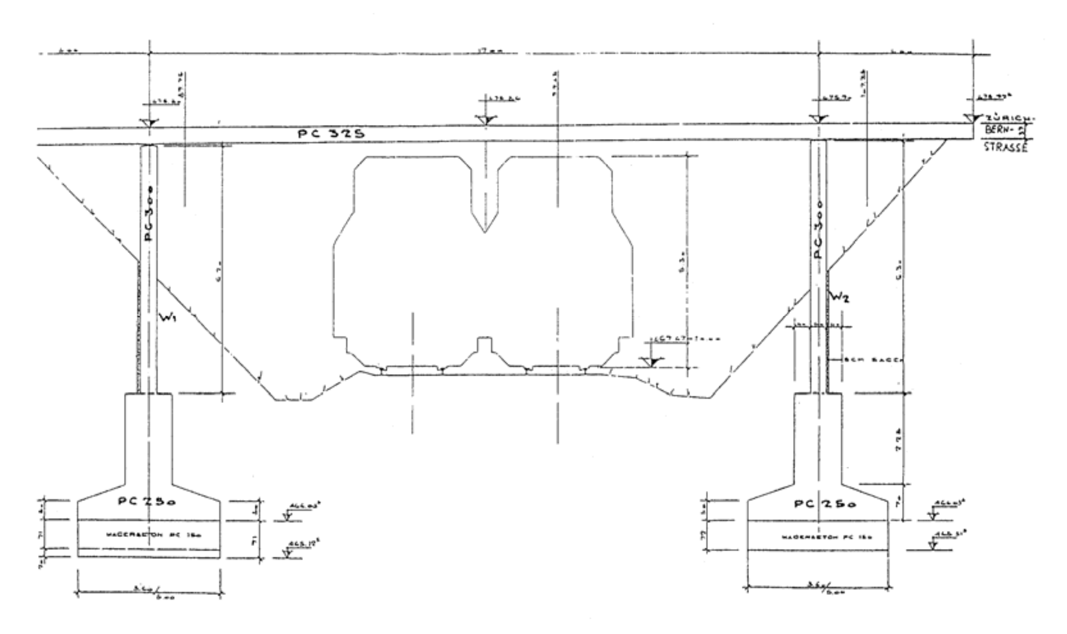
Spannglieder: Die visuellen Beobachtungen während des Brückenabbruchs zeigten ein erstaunlich gutes Zustandsbild der Spannglieder. Dies widerspricht zum Teil den alten Untersuchungen; die früheren Beurteilungen waren zu pessimistisch. Beim Abbruch waren allerdings auch nur wenige Momentan-Einblicke möglich.

Vorhandene Unterlagen

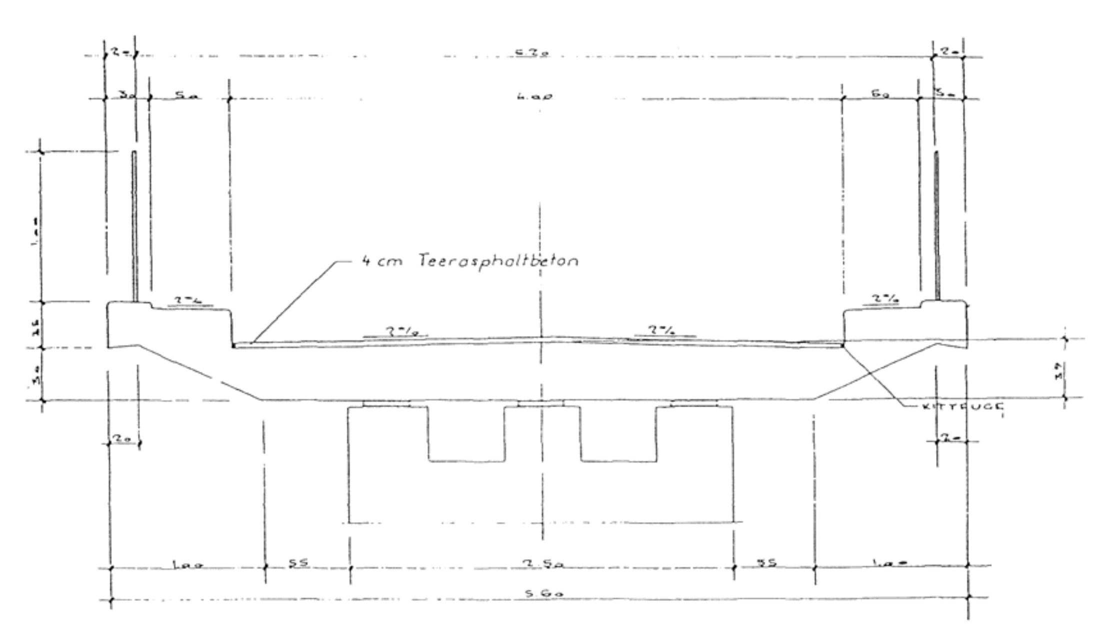
- Bänziger, H. (1999): *Lochbachbrücke AMP Burgdorf*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, 45 pp.

Überführung Wyssenried BE 108

Bauherr:	Schweizerische Bundesbahn AG	**Objekt-Nr.:**	–
Baujahr:	1962	**Abbruch:**	Januar 2004
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt	**Brückenalter:**	41 Jahre
Verkehrsträger:	Erschliessungsstrasse	**Abbruchgrund:**	Änderung überquerte Verkehrsträger
Hindernis:	Stammlinie SBB Bern–Zürich	**Brückenfläche:**	140 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Bei der Überführung Wyssenried handelt es sich um eine vorgespannte, dreifeldrige Stahlbetonbrücke mit Plattenquerschnitt. Die Brückenlänge beträgt 25 m, aufgeteilt in eine Hauptspannweite von 17 m und zwei kurze Randfelder von je 4 m. Das Hauptfeld überspannt zwei Eisenbahngeleise der SBB. Die Brückenbreite ergibt sich aus der Fahrbahn (4 m), zwei Gehwegen (je 0.5 m) und den Konsolköpfen (je 0.3 m) zu total 5.6 m. Entwässert wird die Fahrbahn über ein Längsgefälle von 0.6% sowie ein Quergefälle von 2.0% in Form eines Dachprofils. Einlaufschächte sind keine vorhanden. Fahrbahnübergänge und Schleppplatten sind ebenfalls nicht vorhanden und die durchgehende Fuge zwischen Brückenplatte und Widerlagerwand wird nur durch den Asphalt überbrückt. Die Plattendicke beträgt lediglich 39 cm, woraus für das Mittelfeld eine sehr grosse Schlankheit von annähernd 44 resultiert. Das verwendete Spannsystem der Firma VSL besteht aus insgesamt neun Spanngliedern mit je 27 Drähten Ø 8 mm verteilt über den Brückenquerschnitt. Die Hüllrohre sind aus gewelltem Blech und werden an ihren Hochpunkten entlüftet. Die festen Verankerungen sind vom Typ F 170 und die beweglichen vom Typ M 170. Gelagert ist die Brücke auf zwei Stahlbetonscheiben, welche über Elastomere (Lagerkissen) mit dem Oberbau verbunden sind. Die Widerlagerwände sowie die beiden Stützen sind auf Streifenfundamenten gegründet. Die Brücke ist mit einer Lastbeschränkung von 10 t versehen.

Abbruchgrund: Durch den Neubau der *Bahn 2000*-Strecke zwischen Mattstetten und Rothrist wird die alte Linie nicht mehr benötigt und rückgebaut. Sämtliche Gleisanlagen und Installationen werden entfernt und das Areal wird renaturiert.

Abbruchvorgang

Die mit Asphalt insgesamt 157 t schwere Brückenplatte wurde mit einem Seilkran als Ganzes angehoben und neben der Eisenbahnstrecke deponiert. Anschliessend wurde die Platte mittels Diamantseilsäge mit zwei Längs- und drei Querschnitten in zwölf Teile zersägt. Die so erhaltenen Bruchstücke wurden mit Abbauhammer und Betonbeisser zerkleinert und entsorgt.

Zustandserfassung vor Abbruch

Fahrbahnübergang: Die Fugen zwischen der Brückenplatte und den Widerlagern wurden lediglich mit der Fahrbahndeckschicht überbrückt. Diese wies durchgehende Risse entlang der Trennfugen auf. Durch diese Risse konnte Meteorwasser in die Bauteilfugen gelangen und zum Nischenbeton der Verankerungsbereiche gelangen.

Spannglieder: Vor dem Abbruch wurden jeweils zwei Spannglieder an den beiden Hochpunkten freigelegt. Die Hüllrohre waren in einem sehr guten Zustand und frei von jeglichen Korrosionsspuren. Die geöffneten Spannglieder offenbarten in den Hochpunkten eine vollständige Verfüllung mit Injektionsgut. Der Injektionsmörtel war trocken und hart. An den Spanndrähten waren punktuelle Anrostungen sichtbar, welche wohl aus der Bauzeit stammen, da möglicherweise kein temporärer Korrosionsschutz zwischen dem Einbau des Spannstahls und der Injektion angewendet worden war.

Chloridgehalt: Die bei den beiden Spitzstellen genommenen Bohrmehlproben ergaben in der ersten Tiefenstufe (0-10 mm) eine Chloridbelastung des Betons im Bereich der Nachweisgrenze von maximal 0.009 M%-Cl^-/Beton. In der zweiten Tiefenstufe war keine Chloridbelastung nachzuweisen. Die Chloridanalyse des Injektionsmörtels erbrachte keine Chloridbelastung.

Streuströme: Teils unter Normalbetrieb und nach der Stilllegung wurden die Streuströme gemessen und die Streustromgefährdung überprüft.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Belag/Abdichtung: Laut Ausführungsplänen war ursprünglich ein 4 cm dicker Teerasphalt vorgesehen. Im Zuge von Brückenunterhaltsmassnahmen wurde die Belagsschicht offensichtlich während der Nutzungszeit verstärkt und beim Abbruch wurden Belagsstärken zwischen 9.5 und 11 cm gemessen. Eine Abdichtung des Konstruktionsbetons war nicht vorhanden.

Karbonatisierung: Stichprobenartige Messungen an der Plattenoberseite ergaben Karbonatisierungstiefen von lediglich 1 bis 3 mm. An der für Luft zugänglichen Untersicht ergaben sich Karbonatisierungstiefen von 2 bis 4 mm. Dies lässt auf einen dichten Überdeckungsbeton schliessen.

Betonüberdeckung: Die gemessenen Werte der oberen Querbewehrungslage sind mit durchschnittlich 22 mm sehr gering. Die Betonüberdeckung der Spannglieder war in den Hochpunkten sehr unterschiedlich aber mit Werten von 50 bis 90 mm ausreichend gross. In den Tiefpunkten betrug sie lediglich 30 mm.

Bewehrungsstahl: Sowohl die Längs- als auch die Querbewehrung waren in den Sondieröffnungen ohne Korrosionsspuren. Bis auf einzelne korrodierte Stäbe im Bereich der Plattenränder beim Fahrbahnübergang änderte auch die visuelle Kontrolle während des Abbruchs nichts an diesem Befund.

Verankerungen: Die Komponenten der festen Verankerung und deren Drahtüberstände waren korrosionsfrei und mit einer Betonüberdeckung von 40-50 mm ausreichend geschützt. Bei den beweglichen Verankerungen waren, trotz der geringen Betonüberdeckung von 10-20 mm, ebenfalls keine Korrosionsbefunde an den Drahtüberständen zu verzeichnen. Lediglich an den Unterseiten der Ankerbüchsen sowie den angrenzenden Ankerplatten konnten bei vier der neun beweglichen Anker leichte Korrosionsspuren beobachtet werden.

Gewonnene Erkenntnisse

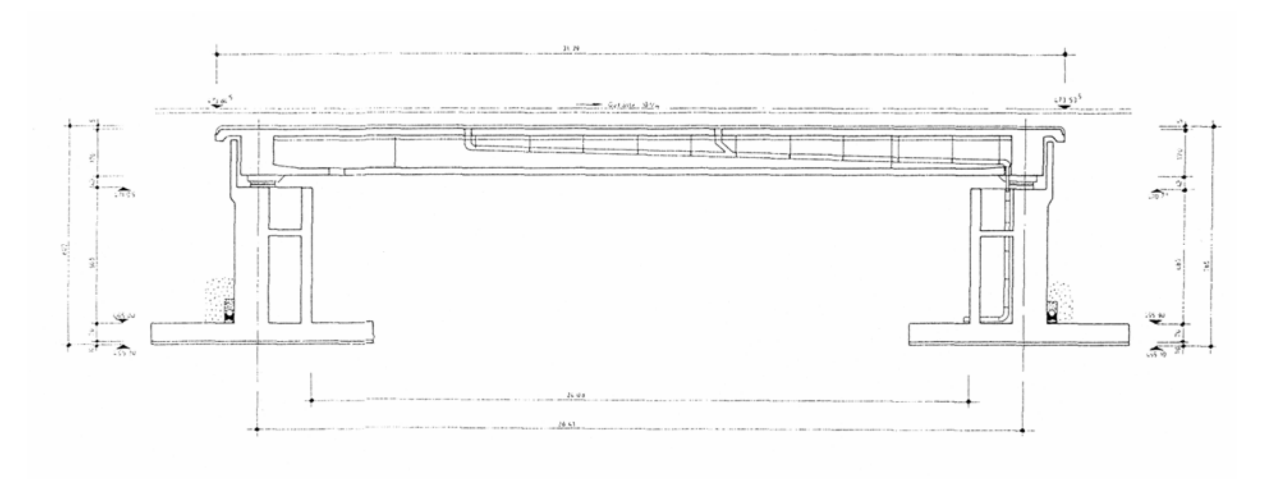
Da die Überführung Wyssenried als Nebenstrasse nicht viel befahren wird, konnte mit dem Einsatz von Streusalz sparsam umgegangen werden. Daraus resultiert die geringe bis gar nicht vorhandene Belastung des oberflächennahen Betons mit Chloriden. Mit den sehr gut ausinjizierten Spanngliedern und den vollständig intakten Hüllrohren waren die Spanndrähte zudem gut gegen Fremdstoffe geschützt.

Vorhandene Unterlagen

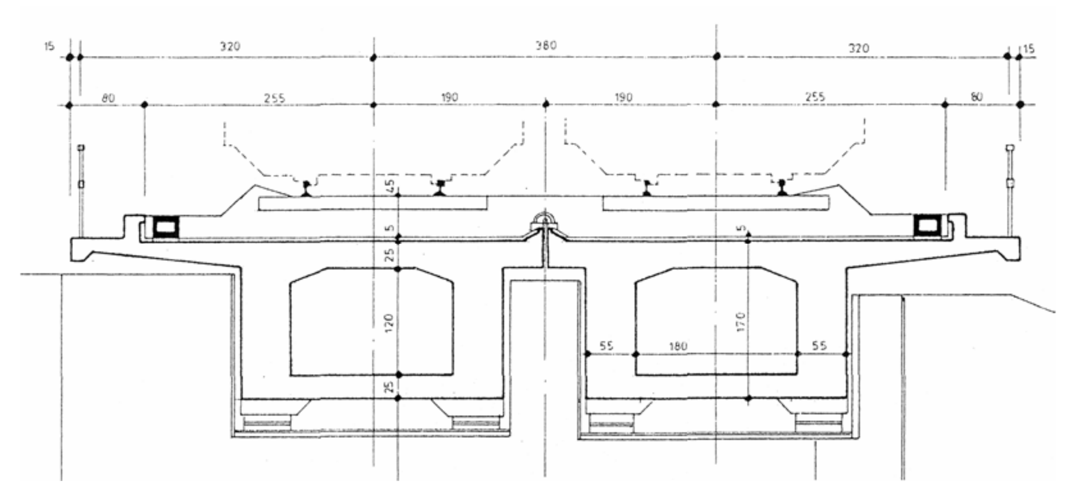
- TFB (2004): *Überführung Wyssenried*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, 15 pp.
- TFB (2005): *Untersuchungen im Rahmen des Rückbaus von Brückenobjekten im Raum Langenthal*; Wildegg, 13 pp.
- EMPA (2003): *Radarergebnisse und Vergleich der Radarergebnisse – Realität,* Zwischeninformation Nr. 202’084/30, Dübendorf.
- EMPA (2004): *Radarergebnisse und Vergleich der Radarergebnisse – Realität,* Zwischeninformation Nr. 202’084/33, Dübendorf.
- SGK (2004): *Einfluss von Streuströmen, Schienenisolation*; Bericht Nr. 04'012, Zürich.

Unterführung Kantonsstrasse T1 BE 109

Bauherr:	Schweizerische Bundesbahn AG	**Objekt-Nr.:**	–
Baujahr:	1970	**Abbruch:**	April 2004
Bauwerksart:	2 Einfeldträger aus Spannbeton, einzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	34 Jahre
Verkehrsträger:	Stammlinie SBB Bern–Zürich	**Abbruchgrund:**	Neue Linienführung
Hindernis:	Kantonsstrasse T1 (Bernstrasse)	**Brückenfläche:**	319 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Bei der Unterführung Kantonsstrasse T1 handelt es sich um zwei parallele, schief gelagerte einfache Balken, welche je durch ein Geleise der Eisenbahnlinie der SBB befahren werden. Die Spannweiten betragen je 28.41 m und die Gesamtbreite der beiden Brücken 10.5 m. In jedem der vier Stege befinden sich drei Spannglieder mit jeweils 19 × 0.5" Litzen der Firma VSL. Die zwölf festen Verankerungen sind vom Typ U 5-19 und die zwölf beweglichen vom Typ E 5-19. Zwischen Schotterbett und Brückenoberfläche befindet sich eine 1 cm starke Abdichtung aus zweilagigen Bitumenbahnen mit Jute-Trägereinlagen, welche ihrerseits durch einen 4 cm dicken Schutzmörtel mit Drahtnetzeinlage geschützt ist. Entwässert werden die beiden Brücken über je zwei Ablaufstutzen, welche über eine Sammelleitung im Hohlkasten und eine anschliessende Fallleitung im Widerlager Seite Herzogenbuchsee in die Kanalisation münden. Gelagert ist die Brücke auf insgesamt acht Punktkipplagern. Die Widerlager sind flach auf Steifenfundamenten abgestellt.

Abbruchgrund: Durch den Neubau der *Bahn 2000*-Strecke zwischen Mattstetten und Rothrist wird die alte Linie nicht mehr benötigt und rückgebaut. Sämtliche Gleisanlagen und Installationen werden entfernt und das Areal renaturiert.

Abbruchvorgang

Beide je 320 t schweren Brückenträger wurden mit einem Seilkran gehoben und neben der Bahnstrecke deponiert. Anschliessend wurden sie in Feldmitte mit einer Diamantseilsäge getrennt. Der restliche Rückbau erfolgte mit einem an einem Bagger montierten Abbauhammer. Der ebenfalls vorgesehene Betonbeisser war aufgrund des sehr harten Betons wirkungslos.

Zustandserfassung vor Abbruch

Die Zustandserfassung vor dem Abbruch beschränkte sich auf eine äusserliche visuelle Beobachtung. Dabei zeigten sich keine Besonderheiten.

Die Streuströme wurden teils unter Normalbetrieb und nach der Stilllegung gemessen und die Streustromgefährdung überprüft.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Beton: An der Oberfläche waren keine Gefügestörungen (Kiesnester, Lunker) erkennbar. Wasserläufe oder Ausblühungen waren ebenso wenig vorhanden. Das gleichmässige Betongefüge sowie der beim Abbruch sehr schwierig zu handhabende, weil sehr harte Beton, deuten auf eine gute Qualität. Nur an einer Stelle waren schlecht überdeckte Bewehrungsstellen sichtbar, ohne dass es deshalb zu Abplatzungen kam. Die Karbonatisierungstiefe wurde wegen der erkennbar guten Betonqualität nur stichprobenartig gemessen und betrug im Konstruktions- und Nischenbeton etwa 10 mm.

Vorspannung: Weder an den gewellten Blechhüllrohren noch an den Vorspannlitzen wurde Korrosion und ein damit verbundener Materialabtrag gefunden. Das Injektionsgut wurde in einem trockenen und festen Zustand vorgefunden. Zwischen den Litzen und in den Entlüftungsröhrchen wurden keine Hohlstellen gefunden. Die beweglichen Ankerköpfe waren zum Schutz der Litzenüberstände mit Abdeckhauben versehen. Der darin enthaltene Injektionsmörtel war in einem festen und trockenen Zustand und frei von Hohlstellen. Die Hauben waren äusserlich blank und nur an der Kontaktstelle Haube – Ankerbuchse waren Rostflecken sichtbar. Spiralen, Ankerplatten und Trompeten waren ebenfalls in einem guten Zustand.

Lager: An den Topflagern dieses Objekts wurden umfangreiche Messungen noch während dem Normalbetrieb und nach der Stilllegung der Strecke von der EMPA sowie, nach dem Ausbau der Lager, im Labor der Materialprüfanstalt (MPA) in Karlsruhe durchgeführt.

Abdichtung: Visuell war die Abdichtung nach über dreissigjährigem Betrieb in einem sehr guten Zustand und die darunter liegende Betonoberfläche überall trocken. Die Mörtelschutzschicht war zwar undicht, erfüllte aber die Schutzfunktion gegen mechanische Belastungen. In Laborprüfungen verhielten sich die untersuchten Dichtungsbahnproben immer noch hochreissfest. Hingegen waren die Dichtungsmassen der Bitumenbahnen hart und spröd.

Gewonnene Erkenntnisse

Das Fehlen jeglicher Wasserläufe lässt auf eine intakte Entwässerung und Abdichtung schliessen. Durch das Einhalten der planmässig vorgegebenen Bewehrungsüberdeckung von 30 mm und das betriebsbedingte Fehlen von Streusalzeinwirkung war die schlaffe Bewehrung generell in einem sehr guten Zustand. Das gesamte Spannsystem war bedingt durch die gute Bauausführung ebenfalls in einem sehr guten Zustand. Der Zustand der Lager zum Zeitpunkt des Rückbaus kann als gut bezeichnet werden. Das Abdichtungssystem und die zugehörigen konstruktiven Anschlussdetails haben sich bewährt. Da Dichtungs- und Anstrichmassen mit der Zeit spröd werden, sollten sie bei allfälligen Instandsetzungsarbeiten vor mechanischen Beschädigungen geschützt werden.

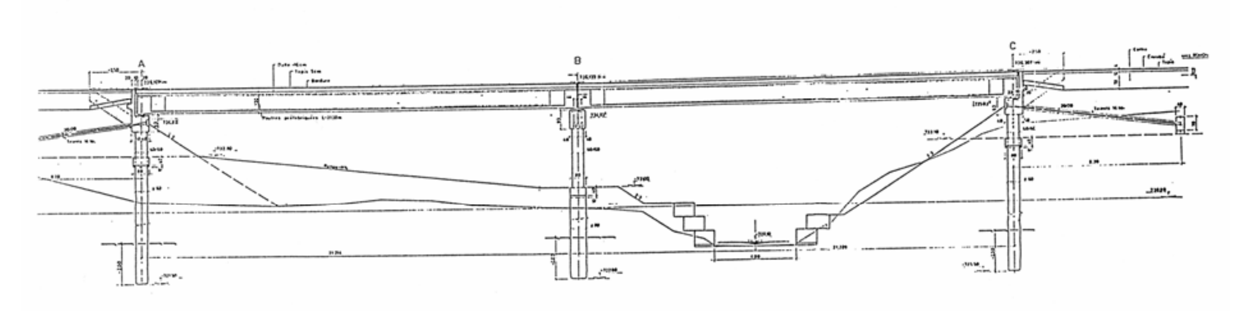
Vorhandene Unterlagen

- TFB (2004): *Überführung Kantonsstrasse T1*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, 15 pp.
- EMPA (2003): *Forschungsprojekt ZEBRA: Topflageruntersuchungen am BE 109 in Bützberg,* Vorbericht Nr. 202’902/1 , Dübendorf, 36 pp.
- EMPA und MPA Karlsruhe (2005): *Forschungsprojekt ZEBRA: Topflageruntersuchungen am BE 109 in Bützberg,* Bericht Nr. 202’902/2 , Dübendorf, 65 pp.

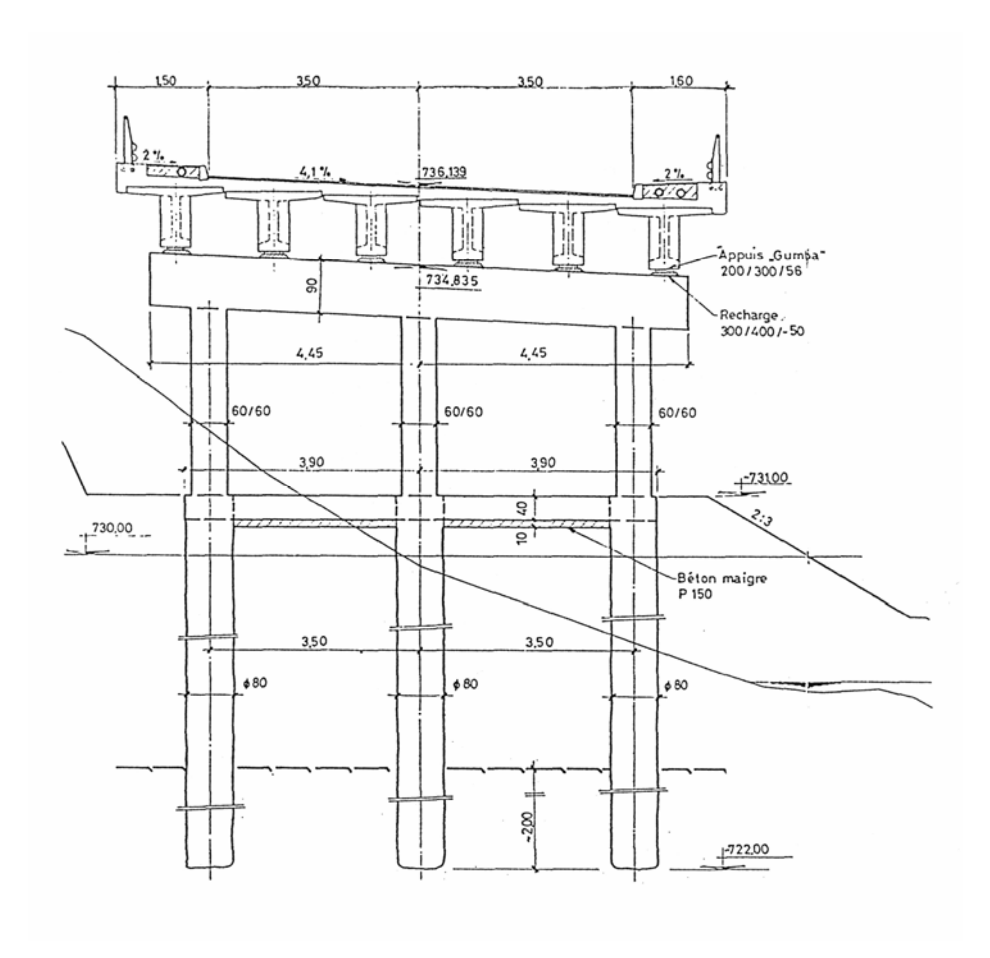
- EMPA (2005): *SBB-Brücke (Unterführung T1 Bützberg); Objekt BE 109 in Langenthal BE, Untersuchungen des Zustands der Brückenabdichtung*; Prüfbericht Nr. 202’902/3, Dübendorf, 13 pp.
- MPA Karlsruhe (2004): *Zustandserfassung von Brücken vor dem Abbruch, Teilprojekt: Laboruntersuchungen an Topflagern des Objekts BE 109 in Bützberg*, Prüfungsbericht, Auftragsnummer: 0411490332, Karlsruhe, 186 pp. mit Anlagen.
- SGK (2004): *Einfluss von Streuströmen, Schienenisolation*; Bericht Nr. 04'012, Zürich.

Pont sur le Flon FR 101

Bauherr:	Département des ponts et chaussées, Fribourg	**Objekt-Nr.:**	N 130
Baujahr:	1968	**Abbruch:**	Februar 1998
Bauwerksart:	(Im Spannbett vorfabrizierte) Einfeldträger aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt	**Brückenalter:**	30 Jahre
Verkehrsträger:	Kantonsstrasse Romont–Oron	**Abbruchgrund:**	Schäden und Mängel
Hindernis:	Tobel des Flon	**Brückenfläche:**	428 m^2



Längsschnitt



Querschnitt beim mittleren Auflager

Bauwerk

Die Spannweite der beiden Felder beträgt jeweils etwa 21.2 m. Der Querschnitt weist sechs Längsträger auf, die als einfache Balken wirken. Die Fahrbahnplatte ist schlaff bewehrt. Der Fahrbahnbelag ist 5 cm dick, darunter befindet sich ein Oberflächenanstrich (Mastix). Die Träger wurden im Spannbettverfahren bei der Firma Element AG vorfabriziert. Zusätzlich zu den Spannbettdrähten (32 Drähte mit ∅ 7 mm) wurde ein Spannglied (Typ PZ 150, 150 t, 46 Drähte mit ∅ 6 mm) parabelförmig über die Länge des Trägers eingebaut. Beide Widerlager weisen eine Zugverankerung auf: je drei Spannglieder acht Drähte mit ∅ 6 mm PZ33 S-FF, Vorspannkraft je 14 t, jeweils einbetoniert in einen Balken.

Abbruchgrund: Der relativ schlechte Zustand des Objektes hätte eine aufwendige Instandsetzung und ein objektspezifisches Überwachungskonzept erfordert. Die gewählte Ersatzlösung (Bachdurchlass mit gewölbten Wellblechelementen) ist ökonomisch.

Abbruchvorgang

Während des Abbruchvorgangs wurde der Verkehr auf einer provisorischen Umfahrungsstrasse geführt. Zuerst erfolgte die Durchtrennung der Brückenplatte im Stossbereich der Längsträger. Das Brückenfeld Seite Oron wurde mit dem Hydraulikhammer abgebrochen und der Beton direkt an dieser Stelle als Terrainaufschüttung benutzt. Die Träger des Brückenfeldes Romont wurden mit einem Autokran herausgehoben und auf eine Deponie gefahren.

Zustandserfassung vor Abbruch

Belag: Der Belag und die Abdichtung waren undicht. Oberflächenwasser konnte durch den Konstruktionsbeton an die Oberfläche der Längsträger gelangen, dies v. a. in den Stoss- und Querfugen der Längsträger.

Fahrbahnübergänge: Diese waren undicht; an den Querträgern der Widerlager und an den Enden der Längsträger zeigten sich Korrosionsschäden an der Bewehrung.

Entwässerung: Die vertikalen Ablaufrohrstutzen der drei Einlaufschächte zeigten an der Brückenuntersicht starke Anrostungen und die unmittelbare Umgebung der Längsträger wies Korrosionsschäden auf. Die Belagsentwässerungsrohre waren in der Durchdringung der Längsträger nicht dicht; es traten an den Trägern ebenfalls Feuchtigkeitsschäden auf.

Längsträger: Die Betonoberflächen der Längsträger waren gekennzeichnet durch Wasserlaufstellen mit Kalksinterung und Korrosionsprodukte, wie auch durch vereinzelte Bewehrungsstäbe mit zu geringer Überdeckung. Grössere Betonabplatzungen waren nicht vorhanden. Das Durchsickern von Oberflächenwasser geschah vorwiegend in den Stossfugen der oberen Flansche und an den Trägerenden im Auflagerbereich.

Mittelquerträger: Der undichte Stossfugenbereich der Längsträger über dem Mittelquerträger (Undichtigkeiten in der Brückenplatte) führte zu massiven Korrosionsschäden an der Auflagerkonstruktion (Querträger und Stützen).

Brückenlager: Die Längsträger ruhten auf Neoprene-Lagern; der Zustand schien noch gut zu sein. Ein Verankerungsdorn eines festen Lagers liess eine starke Anrostung erkennen.

Widerlager: Wie oben erwähnt, führten die undichten Fahrbahnübergänge zu Korrosionsschäden an den Querträgern bei den Widerlagern, stellenweise auch an den Stützen. Es konnte leicht erkannt werden, dass die Enden der Längsträger durch dieses Feuchtmilieu ebenfalls einer starken Korrosionsentwicklung ausgesetzt waren, was auch für die Spannglied-Verankerungen nachteilig war.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Brückenplatte: An der oberen Plattenbewehrung konnten recht häufig Korrosionsherde mit teilweise Lochfrass entdeckt werden.

Längsträger: Die Betonqualität war sehr gut, die Überdeckung dürfte im Mittel 15 mm betragen haben. An den Trägerenden wurden die am weitesten fortgeschrittenen Korrosionsschäden an der schlaffen Bewehrung entdeckt. Die kunststoffumhüllten Enden der Spannbett-Drähte waren bis auf eine Tiefe von 20 cm angerostet. Die Ankerplatte und Ankermutter der beweglichen Verankerungen litten besonders unter der Schadstoffeinwirkung. Die Betonoberflächen der Längsträger zeigen Wasserlaufstellen mit Kalksinterungen und Korrosionsprodukten.

Bewegliche Verankerungen: Unter der Feuchtigkeitseinwirkung traten bei einigen Ankerplatten und Ankermuttern starke äussere Anrostungen zutage. So wies eine Ankerplatte Korrosionsprodukte von ca. 12 mm Schichtstärke auf. Auf der Kontaktseite zum Beton war der Zustand recht gut. Mit einem zentrischen Aufschneiden des Verankerungskörpers konnte gezeigt werden, dass über den Gewindeweg des Bolzens keine Schadstoffe

in das Innere gelangt waren und der innere Mörtelkragen am Gewindebolzen diesen ebenfalls gut hatte abdichten konnte.

Verankerungen im Widerlager: Diese waren durch die ausbetonierten Ankernischen ausreichend geschützt.

Spannglieder im Widerlager: Die das Spannglied schützenden Ortbetonbalken hatten eine Betoniernische, die erst nach dem Spannen verfüllt worden war. Ein Spannglied wurde untersucht. Dabei fand man bei dieser Übergangsstelle aussen und innen am Hüllrohr eine lokale Korrosionsstelle, eine vollständige Injektion und Spanndrähte mit Oberflächenanrostung.

Gewonnene Erkenntnisse

Der allgemeine Zustand kann gemäss Empfehlung SIA 162/5 (Ziffer 4 1 2) aufgrund der visuellen Beobachtungen mit der Klasse "schadhaft" bezeichnet werden. Die Dauerhaftigkeit und Tragsicherheit der Brücke wäre langfristig ohne Instandsetzung nicht mehr gewährleistet gewesen.

Die unzureichende Oberflächenabdichtung der Fahrbahnplatte und des Trottoirs war die Hauptursache von Feuchtigkeitsschäden und Chloridkontamination an den Tragelementen der Brücke.

Während in den Längsträgern vorwiegend eine Flächenkorrosion an den Bewehrungsstäben beobachtet werden konnte, traten in der Brückenplatte auch viele lokale Korrosionsstellen mit Lochfrass in Erscheinung. Ob die Längsträger im Plattenbalkensystem durch Potenzialunterschiede zur Brückenplatte kathodisch geschützt waren (Makroelement), konnte nicht beantwortet werden.

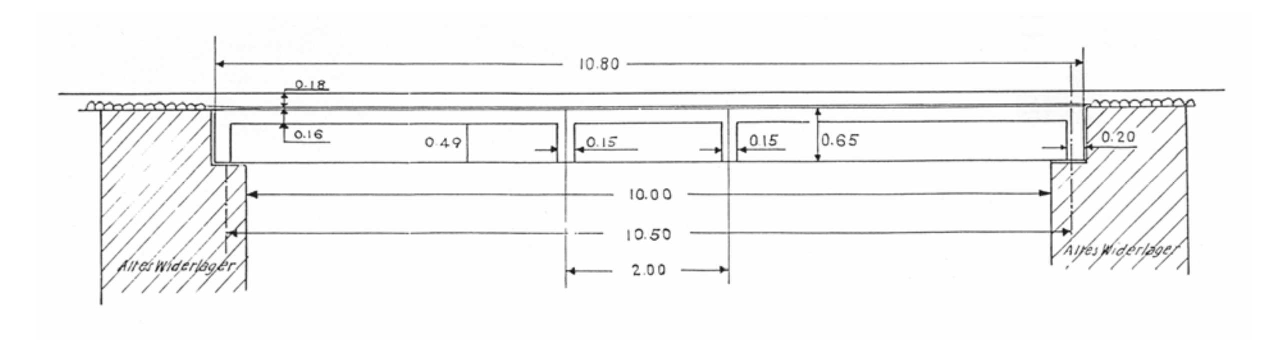
Spannsystem: Aus heutiger Sicht kann das verwendete PZ Draht- und Verankerungssystem für eine Langzeitnutzung als gebrauchstauglich und dauerhaft bezeichnet werden. Die nicht einbetonierten Verankerungselemente müssen jedoch vor Schadstoffeinwirkung geschützt werden, was bei dieser Brücke nicht der Fall war.

Vorhandene Unterlagen

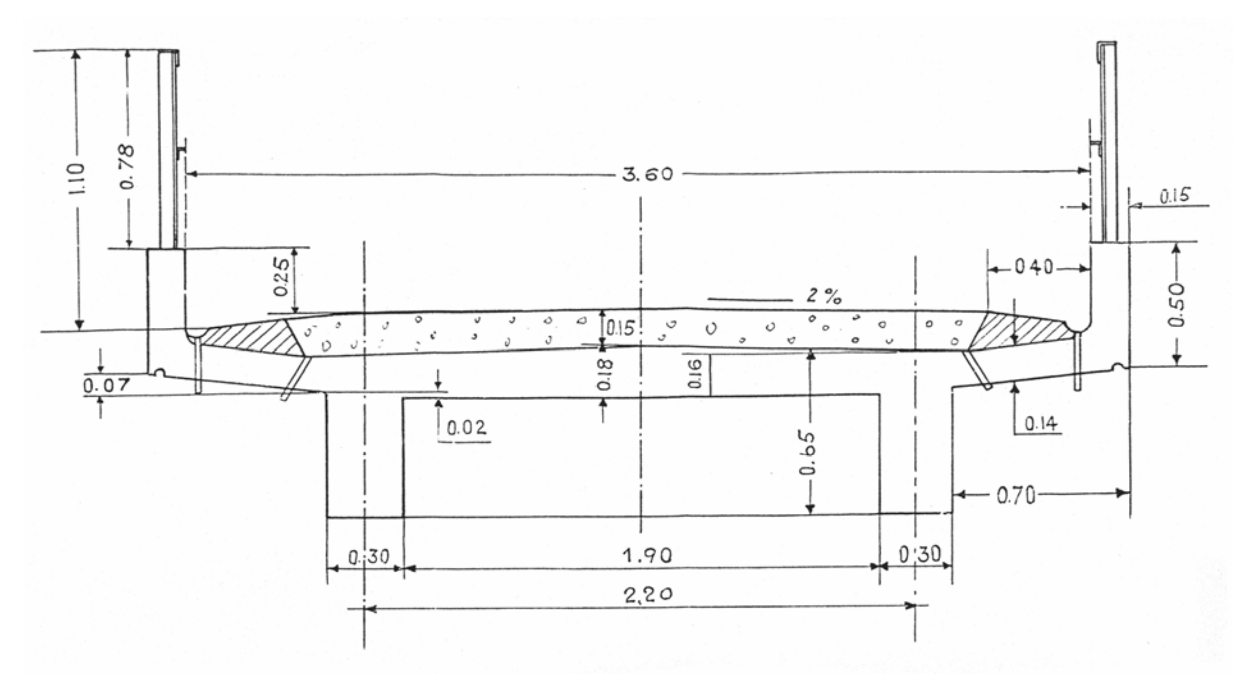
- Bänziger, H. (2000): *Pont sur le Flon – Route B1 – Secteur 1, Objet P – N°130*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, 66 pp.

Platzertobelbrücke GR 106

Bauherr:	Tiefbauamt Graubünden	**Objekt-Nr.:**	746.135
Baujahr:	1912	**Abbruch:**	August 1999
Bauwerksart:	Einfeldträger aus Stahlbeton, mehrfacher Plattenbalken	**Brückenalter:**	87 Jahre
Verkehrsträger:	Verbindungsstrasse Versam–Safien Platz	**Abbruchgrund:**	Grössere Einwirkungen
Hindernis:	Platzertobel	**Brückenfläche:**	42 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Die Platzertobelbrücke in Safien wurde im Jahre 1912 in Stahlbeton erstellt. Die Spannweite des einfachen Balkens beträgt 10.8 m. Der Querschnitt ist als Plattenbalken ausgebildet. Der damaligen Baukunde entsprechend weisen die beiden Stege nur eine geringe Verbügelung auf. Im Gegensatz zur heutigen Baupraxis sind jedoch gegen die Auflager hin zusätzliche Bewehrungsstäbe nach oben aufgebogen. Trotzdem kann nach Norm SIA 160 (1989) keine genügende Schubtragfähigkeit nachgewiesen werden.

Abbruchvorgang

Die Brücke wurde in Fahrbahnmitte längs geschnitten und die beiden Träger dann für Bruchversuche an die ETH Zürich transportiert.

Zustandserfassung vor Abbruch

Der Träger weist einige Kalkausblühungen, reprofilierte Flächen und Kiesnester auf. Der Beton ist nach heutigen Massstäben von schlechter Qualität.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Geometrie: Bei der Überprüfung der Abmessungen, konnten erhebliche Abweichungen zwischen den Plänen und der Realität festgestellt werden. So wird die Brückenlänge in den Plänen mit 10.80 m angegeben, eine Nachmessung ergab jedoch effektiv 11.43 m. Die Stegdicken werden mit 30 cm angegeben, betrugen effektiv jedoch 35 und 36 cm.

Erster Träger: Der erste der insgesamt zwei Versuche an diesem Träger sollte den Einfluss der aufgebogenen Längseisen auf das Tragverhalten klären. Dazu wurde der Träger in einem exzentrischen Dreipunkt-Biegeversuch bis zum Bruch belastet. Der Träger verhielt sich elastisch bis zum Erreichen des plastischen Moments unter der Last, danach verformte er sich nahezu ideal plastisch. Der eigentliche Bruch ist klar als Biegeversagen zu bezeichnen.

Beim zweiten Versuch wurde das Schubverhalten des nur schwach verbügelten mittleren Teils des Trägers untersucht, in dem keine Bewehrungsstäbe aufgebogen waren. Der Träger verhielt sich zuerst elastisch, dann traten grosse Schubrisse in einem Winkel von etwa 16° auf. Die Last konnte noch gesteigert werden, bis das plastische Moment in Trägermitte erreicht war, der Träger verhielt sich danach aber nicht mehr so duktil wie beim ersten Versuch und der Bruch trat schliesslich durch Verbundversagen beim Auflager ein.

Zweiter Träger: Um den Biegewiderstand zu erhöhen, wurden auf der Stegunterseite CFK-Lamellen appliziert. Das Verhältnis A_{CFK} zu A_S betrug 1:25. Um einen Vergleich zum unverstärkten Träger zu ermöglichen, wurde dieselbe Laststellung wie beim ersten Versuch des ersten Trägers gewählt. Der Träger verhielt sich elastisch bis zum Erreichen des plastischen Momentes unter der Last. Dabei traten feinere Risse auf als beim unverstärkten Träger. Aufgrund eines Risses bildete sich ein Versatz aus, worauf sich die Lamelle bei einer Dehnung von 5.3% langsam ablöste. Das Bruchmoment war 14.9% grösser als beim unverstärkten Träger.

Gewonnene Erkenntnisse

Erster Träger: Erster Versuch: Die aufgebogenen Längseisen kamen während des Versuches teilweise ins Fliessen, ihre Wirksamkeit kann damit klar gezeigt werden. Die Durchbiegungen während der plastischen Verformung sind etwa siebenmal grösser als während der elastischen.

Zweiter Versuch: Es liess sich zeigen, dass die Last teilweise durch eine direkte Abstützung, teilweise durch die Bügel abgetragen wurde. Diese trugen trotz ihrer aus heutiger Sicht ungenügenden konstruktiven Ausbildung einen Teil der Last und erreichten teilweise die Bruchspannung.

Zweiter Träger: Trotz der Biegeverstärkung trat kein Schubbruch auf. Die applizierbare Lamellenfläche ist durch die Stegbreite beschränkt. Deshalb eignet sich die Verstärkungsart v. a. für Brücken mit kleinen Spannweiten. Die Durchbiegung infolge der plastischen Verformung ist in der gleichen Grössenordnung wie die elastische Verformung.

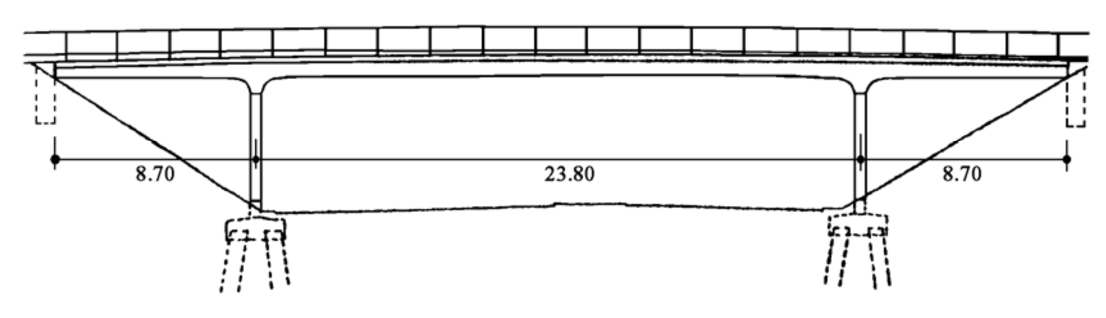
Diese Art Brücken kann durch CFK-Lamellen sinnvoll verstärkt werden.

Vorhandene Unterlagen

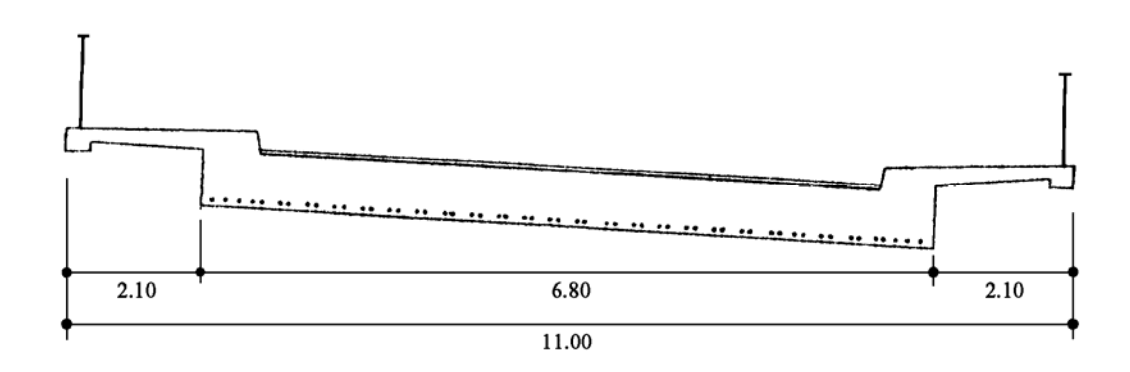
- Bruderer M.; Vetter D. (2001): *Bruchversuch an der Platzertobelbrücke*; Diplomarbeit, ETH Zürich, 86 pp.
- Schulte, O.; Straub D. (2000): *Schubversuche an der Platzertobelbrücke*; Diplomarbeit, ETH Zürich, 82 pp.

Überführung Horwerstrasse LU 101

Bauherr:	Verkehrs- und Tiefbauamt des Kantons Luzern	**Objekt-Nr.:**	4376
Baujahr:	1954	**Abbruch:**	September 1997
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt	**Brückenalter:**	43 Jahre
Verkehrsträger:	Gemeindestrasse Kriens–Horw	**Abbruchgrund:**	Änderung überquerte Verkehrsträger
Hindernis:	Nationalstrasse A2 Luzern–Gotthard	**Brückenfläche:**	453 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt mit den insgesamt 54 Spanngliedern

Bauwerk

Die Brücke überspannt mit dem Hauptfeld die Nationalstrasse A2 schräg mit 23.8 m Spannweite. Die beiden Stützenreihen à fünf Stützen stehen direkt am Rand der Nationalstrasse. Die Spannweite der Randfelder beträgt 8.7 m. Im Grundriss weist die Brückenachse einen horizontalen Krümmungsradius von 106 m auf und die Stützenreihen stehen in einem Winkel von ca. 45° zur Brückenachse. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 41.2 m. Im Jahre 1960 wurden an den Brückenenden Schleppplatten mit einer Länge von je 6 m angehängt. Dabei wurde kein eigentlicher Fahrbahnübergang ausgebildet, sondern nur die am Brückenende entstandene Fuge abgedichtet. Der Brückenquerschnitt weist für die beiden Fahrspuren eine Breite von 6.8 m auf. Auf beiden Längsseiten kragen gegenüber der Fahrbahnplatte erhöhte Plattenstreifen von 2.1 m Breite aus, auf denen die Gehwege geführt sind. Die Gesamtbreite der Brückenplatte beträgt damit 11.0 m. Die Brückenplatte ist als gevouteter Vollquerschnitt ausgeführt (Feldmitte: 50 cm; Stützenquerschnitt: 80 cm; Brückenende: 35 cm). Die Brücke ist in Längsrichtung mit insgesamt 54 Spanngliedern Typ P 50 der Firma Freyssinet vorgespannt. Sämtliche Spannglieder sind bis an die Enden der Brückenplatten geführt und dort verankert. In den glatten Blechhüllrohren, welche einen Längsfalz aufweisen, sind je zwölf Spanndrähte Ø 7 mm um eine Führungsspirale aus Stahldraht angeordnet. Auf der Brückenplatte war ein Belag von 5 cm Stärke vorgesehen; beim Abbruch wurde jedoch eine solche

von 8-10 cm gemessen. Auf den Gehwegen ist weder eine Abdichtung noch ein Belag vorhanden. Fundiert sind die beiden Stützenreihen auf je einem Pfahlbankett mit elf Pfählen, angeordnet in zwei Reihen.

Abbruchgrund: Erneuerung der A2 im Abschnitt Kriens Arsenal – Kantonsgrenze LU/NW.

Abbruchvorgang

Die Brücke wurde in mehrere Teile zersägt und die anfallenden Elemente auf einer Deponie zwischengelagert. Bevor die Elemente endgültig entsorgt wurden, konnten verschiedene Untersuchungen vorgenommen werden.

Zustandserfassung vor Abbruch

Betonoberflächen: An der Unterseite beider Gehwege waren über die gesamte Länge Querrisse im Abstand von 1.5-2 m mit Rissweiten um 0.4 mm vorhanden. Aus den Rissen trat Wasser aus, welches entlang der Fahrbahnplatte lief und deutliche Spuren hinterliess. Auf der Oberseite der Gehwege waren teilweise Bewehrungsstäbe direkt sichtbar. In der Achse der Stützenreihe verlief in den Kragarmen der Gehwege jeweils eine Fuge. Diese Fugen waren grösstenteils zerstört und undicht. Das durch die Fugen gelangende Wasser rann die Stützen entlang und hinterliess deutlich sichtbare Spuren.

Belag: Entgegen der erwarteten Belagsstärke von 5 cm wurde eine solche von 8-10 cm gemessen.

Fahrbahnübergang: Wie bereits oben erwähnt, kann nicht von eigentlichen Fahrbahnübergängen gesprochen werden; es handelte sich eher um Fugen. Der schlechte Zustand dieser Fugen war von der Brückenoberfläche aus nicht erkennbar, jedoch sah man von der Untersicht Kalkzapfen und herunterhängende Fetzen der Fugenabdichtung. Ein grosser Teil der Dichtung fehlte oder war zerstört.

Stützen: Die Stützen unterhalb der Fahrbahnplatte zeigten keine sichtbaren Schäden.

Vorspannung: Insgesamt wurden durch Sondierfenster zwölf Spannkabelhochpunkte offen gelegt. Der Zustand der ans Tageslicht getretenen Spannglieder war dabei sehr unterschiedlich. Während bei einem Sondierfenster in der Nähe einer Gehwegfuge fast vollständig durchkorrodierte Hüllrohre und rostige Spanndrähte beobachtet wurden, lagen die Spanndrähte an anderen Stellen in sehr gutem Zustand vor. Bei den Hüllrohren reichte die Skala von leicht bis stark korrodiert.

Potenzialmessung: Die Potenzialmessung der Brückenplatte nach dem Entfernen des Belags zeigt für die tiefer liegende nördliche Brückenhälfte (Kurveninnenseite) schlechtere Werte als für die südliche Brückenhälfte. Im Bereich der bereits erwähnten Gehwegfugen treten sehr starke negative Potenziale auf. Dasselbe gilt auch für die Fugen bei den Fahrbahnübergängen.

Die den Fahrspuren zugekehrten Stützenflächen sowie die der Fahrtrichtung zugewandten Stützenflächen weisen deutlich tiefere Potenzialwerte auf, als die restlichen Flächen. Die tiefsten Potenzialwerte liegen dabei im Fussbereich (ca. 1.0 m über OK Bankett) und am Stützenkopf.

Karbonatisierung: An der Oberseite der Fahrbahnplatte und an Ober- und Unterseite der Gehwegplatten verlief die Karbonatisierungsfront stark unregelmässig. Die Karbonatisierungstiefe schwankte zwischen 1 und 9 mm. Bei den Stützen ist die Karbonatisierung bis in eine Tiefe von 8 bis15 mm vorgedrungen.

Impact-Echo Messung: Bei den Messstellen im mittleren Bereich der Brückenplatte, abseits des Randbereichs, stimmten die Resultate der Impulsecho-Messung mit den von Hand gemessenen Werten gut überein (Abweichungen ca. 10-20 mm). In den anderen Bereichen, am Brückenrand und beim Übergang Brückenplatte–Gehwegplatte, wichen die Resultate zum Teil stark von den wirklichen Belagsstärken ab. Mit genügender Kenntnis der geometrischen Verhältnisse kann die Interpretation der Resultate teilweise verbessert werden.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Bewehrungsüberdeckung: Die an den Schnittflächen der Brückenteile gemessenen Betonüberdeckungen der schlaffen Bewehrung zeigten beträchtliche Schwankungen. Bei der oben liegenden Bewehrung beträgt sie 1.5-9 cm, bei der untenliegenden 2-5 cm.

Hüllrohre: In den Schnittflächen der Spannglieder wurde bei einem grossen Teil der Hüllrohre eine ungenügende Verfüllung festgestellt. Zudem waren die Hüllrohre teilweise eingedrückt. Die Hüllrohre selber zeigten einen unterschiedlich starken Korrosionsangriff, der in der Regel von der Innenseite ausging. Die Schädigung reichte von leichter Aufrauhung bis zur Perforation beziehungsweise fast vollständigen Zerstörung. Korrosionsfördernde Elemente (Chloride) waren nur in unbedeutenden Mengen vorhanden. Daneben konnten geringe Spuren von Nitrit-, Nitrat- und Ammoniumverbindungen nachgewiesen werden.

Injektionsgut: Die Verfüllung im äussern Bereich, d.h. zwischen Spanndrähten und Hüllrohr, war in den meisten Bereichen bis auf einige in Längsrichtung verlaufende Hohlräume gut. Es gibt jedoch auch wenige kurze Abschnitte, in welchen kein Injektionsgut vorhanden war. Im Kernbereich, d.h. innerhalb des stützenden Spiral-

drahtes, war die Verfüllung unvollständig und die Oberflächen der Spanndrähte lagen zum Teil frei. Die chemische Analyse des Injektionsguts (Zementstein) ergab keine bedeutenden Mengen an Chloriden.

Bei einzelnen Proben mit fast vollständig zerstörtem Hüllrohr fehlte das Injektionsgut und es war nur noch ein Gemisch aus Sand, Mörtelresten und Korrosionsprodukten vorhanden.

Spanndrähte: Die Spanndrähte wiesen zum Teil leichten bis starken muldenförmigen Materialabtrag auf. An den zerfallenen Spanngliedabschnitten (Hüllrohre durch Korrosion grösstenteils zerstört) aus dem Bereich der Gehwegfugen konnte ein flächiger Materialabtrag beobachtet werden. Der Durchmesser wurde stellenweise von ursprünglich 7.0 mm bis auf 6.1 mm vermindert. Im Gegensatz dazu sind aus nicht vollständig ausinjizierten Abschnitten praktisch korrosionsfreie Spanndrähte vorhanden. Bei diesen Abschnitten dürfte kein Wasserzutritt erfolgt sein.

Die Korrosionsprodukte an den Spanndrähten bestanden hauptsächlich aus typischen Rostkomponenten und Mörtelbestandteilen. Chloride wurden nur in unbedeutenden Mengen festgestellt.

Zugversuche an intakten Spanndrähten bestätigen die ursprüngliche Angabe der Zugfestigkeit von 1619 N/mm^2. Dagegen hatten die Drähte mit Korrosionsangriff – entsprechend der Querschnittsminderung – eine erheblich verminderte Zugfestigkeit bezogen auf den ursprünglichen Vollquerschnitt. Die Abnahme betrug 140-400 N/mm^2 (10-25%).

Betongefüge: Der Gefügeaufbau (Dünnschliff an zwei Bohrkernen) in der Fahrbahnplatte war gleichmässig. Die Zuschlagstoffe waren gut abgestuft, gleichmässig verteilt und gut in den Zementstein eingebettet. Beim Stützenbeton sieht das Bild etwas anders aus (Dünnschliff an einem Bohrkern). Stellenweise waren Entmischungen und Bereiche mit wenig Bindemittel vorhanden. Auch waren grosse Einzelporen, Lunker und Wasserporen vorhanden.

Chlorideindringung: Der Chloridgehalt der Fahrbahnplatte in einer Tiefe von 0-10 mm lag im Mittel bei 0.014 M%-Cl^-/Beton (bestimmt an zehn Proben). Bei der Gehwegplatte war dieser Wert bei 0.038 M%-Cl^-/Beton (bestimmt an drei Proben).

Die Chloridgehalte in den Stützen waren wesentlich höher. Der Maximalwert in der Tiefenstufe 0-10 mm lag bei 0.335 M%-Cl^-/Beton und der Mittelwert bei 0.216 M%-Cl^-/Beton (bestimmt an zehn Proben). In der Tiefe von 20-30 mm traten immer noch Werte von bis 0.17 M%-Cl^-/Beton auf.

Gewonnene Erkenntnisse

Die geringe Chlorideindringung bei der ungeschützten Gehwegplatte und bei der lediglich durch einen Walzasphalt geschützten Fahrbahnplatte überraschte, insbesondere auch im Vergleich mit Messungen an vergleichbaren jüngeren Bauwerken. Es sind zwei Erklärungen möglich: Erstens war der Beton an der Oberfläche insbesondere unter dem Belag immer vollständig gesättigt, wodurch die Wasseraufnahme und Zirkulation praktisch unterbunden wurde. Chloride konnten dadurch nur sehr langsam durch Diffusion eindringen. Zweitens hatte der Beton zum Zeitpunkt des beginnenden Einsatzes von Chloriden als Taumittel bereits ein Alter von rund zehn Jahren, wodurch ein hoher Hydratationsgrad vorlag. Die dadurch erhöhte Dichte des Betons vermindert ebenfalls das Eindringen von Wasser und Chloriden.

Das Impact-Echo-Verfahren ist zur Dickenbestimmung nur geeignet, wenn alle zu durchdringenden Schichten homogen sind und einen Verbund aufweisen und wenn keine Bauteilränder die Ergebnisse verfälschen. Bei Brückenplatten, wo die Untersicht im Prinzip zugänglich ist, ist das Verfahren wohl gegenüber geodätischen Messungen weder bezüglich Aufwand noch bezüglich Genauigkeit konkurrenzfähig.

Das für heutige Verhältnisse ungewöhnliche Spannsystem führte zu Verpressfehlern insbesondere im durch die Spiralen gebildeten Innenbereich.

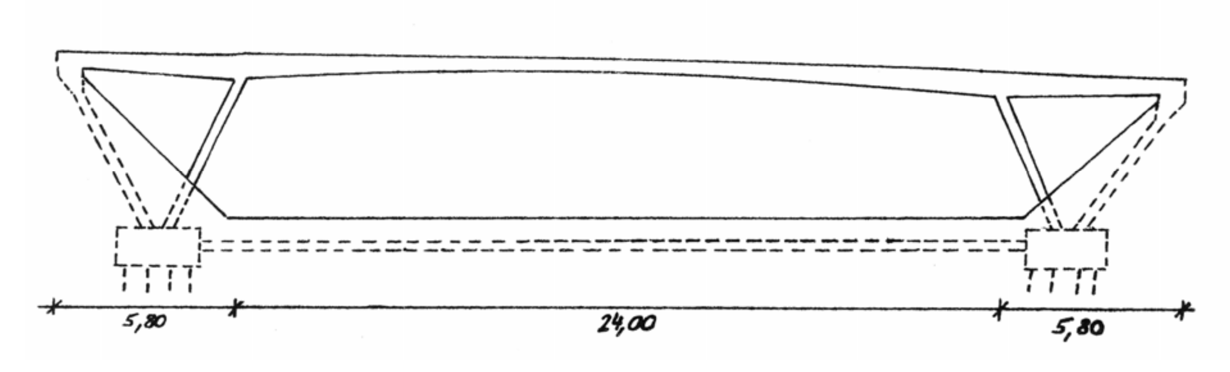
Am nördlichen Gehwegrand, das heisst auf Kurveninnenseite, gelangte Wasser durch die undichten Fugen in den Gehwegen unter den Belag und konnte nur langsam abfliessen. Begünstigt durch ihre unvollständige Verfüllung konnten die Hüllrohre von innen und aussen und anschliessend der Spannstahl korrodieren. An den schlimmsten Stellen war das Hüllrohr bei vier Spanngliedern vollständig wegkorrodiert und der Spannstahlquerschnitt erheblich vermindert. Hingegen zeigten vor Wasserzutritt geschützte Spannglieder trotz fehlender Verfüllung keine Korrosion.

Vorhandene Unterlagen

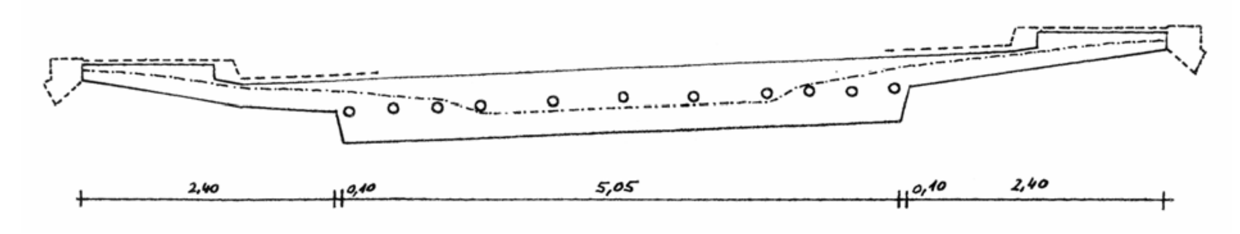
- EMPA (1998): *Untersuchung in korrosionschemischer Hinsicht*; N2/6 Überführungsbrücke Horwerstrasse, Spannkabel-Abschnitte, Prüfbericht Nr. 171'120, Dübendorf, 40 pp.
- Steiger, Andreas & Partner AG (1999): *Abbruch Überführung Horwerstrasse*; Untersuchungsbericht, Luzern, 18 pp.

Überführung Arsenal LU 102

Bauherr:	Verkehrs- und Tiefbauamt des Kantons Luzern	**Objekt-Nr.:**	A2.6-049 001
Baujahr:	1962	**Abbruch:**	Mai 2000
Bauwerksart:	Sprengwerk aus Spannbeton (V-Stiel Brücke mit Zugband), Vollquerschnitt	**Brückenalter:**	38 Jahre
Verkehrsträger:	Kantonsstrasse 162	**Abbruchgrund:**	Änderung überquerte Verkehrsträger
Hindernis:	Nationalstrasse A2 Luzern–Gotthard	**Brückenfläche:**	380 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Bei der Überführung Arsenal handelt es sich um eine vorgespannte Stahlbetonbrücke mit einer maximalen Spannweite von 24.0 m gemessen zwischen den Achsen der gegen die Brückenmitte geneigten Druckstützen. Die symmetrischen Randfelder zwischen den Druckstützen und den nach hinten geneigten Zugstützen sind 5.8 m lang, womit die Brücke eine Gesamtlänge von 35.6 m hat. Ein eigentliches Widerlager ist nicht vorhanden. Die Schleppplatten sind je 8.0 m lang und mit einer Stahlkonstruktion gelenkig an die Brücke angekoppelt. Die Brückenplatte selbst ist als Vollquerschnitt mit einer Breite von ca. 5.4 m und Dicken von 0.5 bis 0.8 m ausgebildet. Daran angeschlossen sind auskragende Gehwege mit Breiten von 2.8 m und Dicken von 0.18 bis 0.30 m. Abgedichtet wird die Fahrbahn durch eine unter dem Asphalt auf dem Konstruktionsbeton aufgebrachte Epoxybeschichtung. Die Brücke ist in Längsrichtung durch elf und in Querrichtung durch 35 Spannglieder vorgespannt (System BBRV). Zusätzlich befinden sind oberhalb jeder Druckstütze zwei weitere Spannglieder sowie je eines am Brückenende oberhalb der Zugstützen. Die V-förmige Abstützung der Brücke – gebildet aus Druck- und Zugstütze – ruht auf einem Pfahlbankett, welches seinerseits auf je zwei Pfahlreihen à fünf Pfähle steht. Die beiden Pfahlbankette sind mit zwei Betonzugbändern unter der Autobahn hindurch miteinander verbunden. Die Böschung gegen die Nationalstrasse erreicht die Brückenplatte ca. 1 m vor dem Brückenende (Fahrbahnübergang). Die nach hinten geneigten Zugstützen sind somit vollständig in der anschliessenden Rampenschüttung integriert und die zur Brückenmitte geneigten Druckstützen zu ca. 2/3 sichtbar.

Abbruchgrund: Erneuerung der A2 im Abschnitt Kriens Arsenal – Kantonsgrenze LU/NW.

Abbruchvorgang

Die Brücke wurde in einer Nacht mit insgesamt vier Betonbeissern abgebrochen.

Zustandserfassung vor Abbruch

Betonoberflächen: An der Untersicht der Brückenplatte fallen ausgedehnte Betonabplatzungen (teilweise liegt die Bewehrung frei) rund um die Belagsentlüftungsröhrchen auf, welche in drei Reihen à sieben Röhrchen über die Brückenlänge angeordnet sind. Kalkablagerungen an der Untersicht lassen auf relativ starke Wasserdurchtritte an diesen Stellen schliessen. Die Arbeitsfuge zwischen Konsolkopf und Auskragung ist ebenfalls wasserführend. Abgesehen von den erwähnten, auf lokale Stellen konzentrierten Schadstellen befindet sich der Beton in einem guten Zustand. Es sind weder Risse noch Kiesnester sichtbar.

Potenzialmessung: Nach dem Entfernen des Belags wurden Potenzialmessungen über die Auskragungen der Trottoirplatten und Oberfläche der Fahrbahn durchgeführt. Es konnte dabei festgestellt werden, dass lediglich im Bereich der Fahrbahnübergänge und im Bereich der Belagsrisse und -flicke mit einer hohen Korrosionswahrscheinlichkeit der schlaffen Bewehrung gerechnet werden muss. Knapp drei Viertel der Fahrbahnplatte lagen im Potenzialbereich mit niedriger Korrosionswahrscheinlichkeit.

Betonüberdeckungsmessung: Die Bewehrungsüberdeckung der Brückenoberfläche wurde entlang von sechs Messbahnen (je eine pro Gehweg, vier auf der Fahrbahnplatte) über die gesamte Brückenlänge gemessen. Über 50% der Bewehrungsstäbe haben eine Überdeckung von weniger als 30 mm und einzelne Eisen waren an der Oberfläche sichtbar. Trotzdem ist nur wenig Korrosion an der Bewehrung aufgetreten.

Chlorideindringung: Die an 23 Bohrkernen bestimmten Chloridgehalte weisen in der Tiefenstufe 0-10 mm einen Mittelwert von 0.067 M%-Cl^-/Beton auf. Der Maximalwert erreicht 0.211 M%-Cl^-/Beton und an fünf Bohrkernen ist noch in einer Tiefe von 30-40 mm ein durchschnittlicher Chloridgehalt von 0.043 M%-CL^-/Beton vorhanden.

Belag: Der Belag weist zahlreiche Risse und Reparaturstellen auf, wobei mindestens an zwei Stellen offene Löcher vorhanden sind. Die Anschlussfugen des Belags an die Randsteine sind zum grössten Teil offen. Ebenso der Anschluss an die Fahrbahnübergänge.

Spannglieder: Der Zustand der in den Sondierfenstern bei den Hochpunkten freigelegten Längsspannglieder ist sehr gut. Die Blechhüllrohre zeigen jeweils nur im Bereich des Entlüftungsröhrchens auf der Aussenseite leichte Korrosionsspuren. Auf der Innenseite wurde keine Korrosion festgestellt. Die Verfüllung ist mit einer Ausnahme bei allen Spanngliedern vollständig, dicht und ohne Risse. Die freigelegten Spanndrähte zeigen keine Anzeichen von Korrosion.

Die Betonüberdeckung der Quervorspannung im Übergangsbereich Fahrbahn–Gehweg ist sehr gering und an einigen Stellen tritt das Hüllrohr über eine Länge von 5 bis max. 10 cm zum Vorschein. Das Hüllrohr ist an diesen Stellen innen wie aussen stark korrodiert. Durch die gute und vollständige Verfüllung ist jedoch an den Spanndrähten selbst keine Korrosion feststellbar.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Verankerungen: Die Verankerungen der Quervorspannung zeigen keine Korrosion, hingegen stehen die Verankerungen der Längsspannglieder an den Brückenenden etwas über den Beton hinaus und sind in diesem Bereich angerostet.

Belag: An der Unterseite des entfernten Belags sind Blasenbildungen erkennbar. Die Abdichtung auf Epoxidharzbasis lässt sich stellenweise sehr leicht entfernen, während sie an anderer Stelle sehr gut auf dem Beton haftet. An den Reparaturstellen wurde die Abdichtung entfernt und durch einen Bitumen- oder Teeranstrich ersetzt.

Fahrbahnplatte: Die Fahrbahnplatte kann in zwei Bereiche aufgeteilt werden. Die Betonoberfläche der ersten ca. 25 m ist relativ rau und die Bewehrungsüberdeckung zum Teil so gering, dass an einigen Stellen Bewehrungsstäbe korrodierten. Die restlichen ca. 10 m der Betonoberfläche sind durch einen etwa 2 cm starken Zementüberzug geschützt. In diesem Bereich sind weder Risse noch korrodierte Bewehrungsstäbe sichtbar.

Gewonnene Erkenntnisse

Die auf der Belagsoberfläche sichtbaren Reparaturstellen können auf der Betonoberfläche wieder erkannt werden. Auf diesen Flächen war die Epoxybeschichtung vor der Belagsreparatur entfernt und durch einen Bitumenanstrich ersetzt worden. Diese Bereiche waren nach der Belagsreparatur weniger gut gegen Feuchtigkeit und

Chlorideindringung geschützt. Dies wird durch die Potenzialmessung und die Laboruntersuchungen an Bohrkernen bestätigt. Die Haftung der Epoxybeschichtung auf der Betonoberfläche ist lokal sehr unterschiedlich. Während teilweise grössere Stücke abblättern, konnte die Beschichtung an anderen Stellen nur mittels Spitzhammer entfernt werden. An diesen Stellen ist die Chloridbelastung selbst in den obersten 10 mm klein.

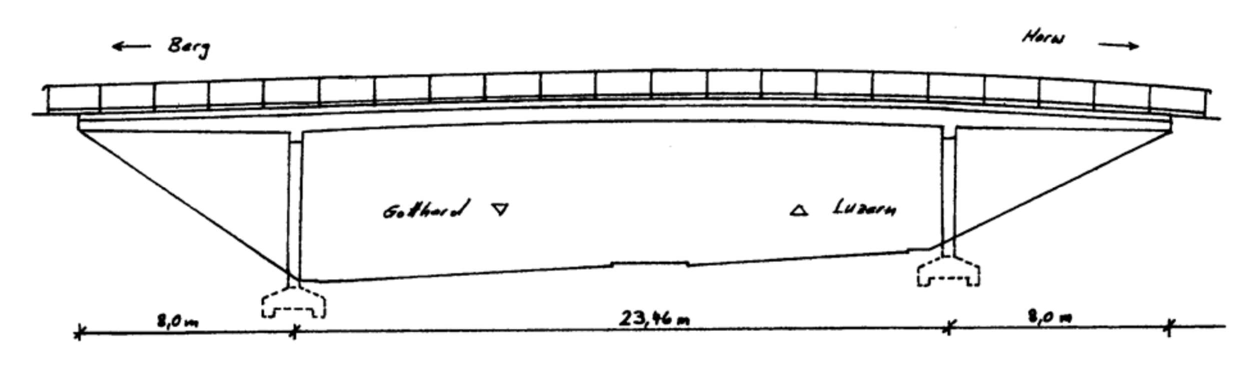
Trotz der im Bereich der Belagsreparaturstellen gemessenen hohen Chloridwerte und der teilweise weit unter 30 mm dicken Bewehrungsüberdeckung wurden an der Bewehrung auch in diesen Bereichen nur geringe Korrosionserscheinungen festgestellt.

Vorhandene Unterlagen

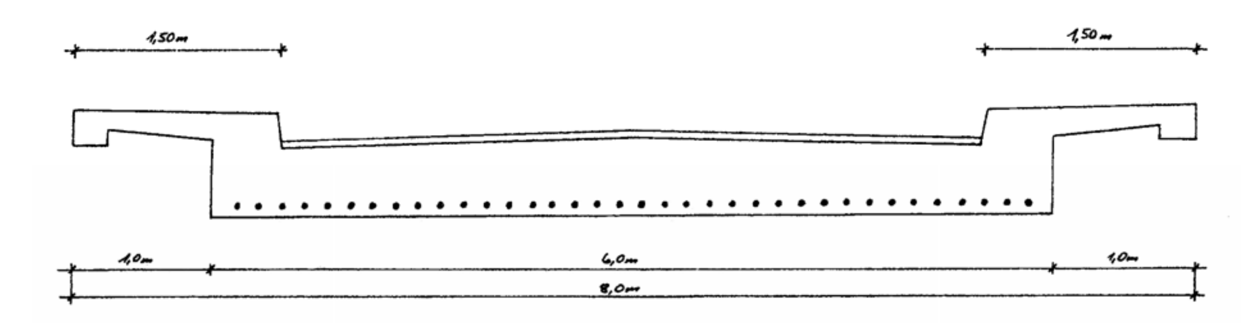
- Steiger, Andreas & Partner AG (2001): *Überführung Arsenal*; Untersuchungsbericht Phase Abbruch, Luzern, 15 pp.

Überführung Grisigerstrasse LU 103

Bauherr:	Verkehrs- und Tiefbauamt des Kantons Luzern	**Objekt-Nr.:**	A2.6-045 009
Baujahr:	1954	**Abbruch:**	Februar 2002
Bauwerksart:	(Schief gelagerter) Dreifeldträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt	**Brückenalter:**	48 Jahre
Verkehrsträger:	Gemeindestrasse	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A2 Luzern–Gotthard	**Brückenfläche:**	316 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt mit den insgesamt 36 Spanngliedern

Bauwerk

Die Grisigenbrücke überspannt die Nationalstrasse A2 schräg mit einem Feld von 23.45 m Spannweite. Die beiden Stützenreihen à vier Stützen stehen direkt am Rand der Nationalstrasse. Die Brückenplatte kragt auf beiden Seiten in Brückenrichtung um 8.00 m über die Stützenreihen aus. Die Gesamtlänge der Brückenplatte beträgt 39.45 m. An den Brückenenden sind keine eigentlichen Fahrbahnübergänge ausgebildet, sondern es wurden nur die Fugen abgedichtet. Der Brückenquerschnitt weist für die beiden Fahrspuren eine Breite von 5.0 m auf. Auf beiden Längsseiten kragen gegenüber der Fahrbahnplatte erhöhte Plattenstreifen von 1.5 m Breite aus, auf denen die Gehwege geführt sind. Die Gesamtbreite der Brückenplatte beträgt damit 8.0 m. Die Brückenplatte ist als gevouteter Vollquerschnitt ausgeführt (Plattenstärken: Feldmitte 50 cm; Stützenquerschnitt 60 cm; Brückenende 35 cm). Die Brücke ist in Längsrichtung mit insgesamt 36 Spanngliedern Typ P 50 der Firma Freyssinet vorgespannt. Sämtliche Spannglieder sind bis an die Enden der Brückenplatten geführt und dort verankert. In den glatten Blechhüllrohren, welche einen Längsfalz aufweisen, sind je zwölf Spanndrähte Ø 7 mm um eine Führungsspirale aus Stahldraht angeordnet. Auf der Brückenplatte war ein Belag ohne Abdichtung mit einer Stärke von 5 cm vorgesehen, wobei beim Abbruch eine solche von 6-8 cm gemessen wurde. Auf den Gehwegen ist weder eine Abdichtung noch ein Belag vorhanden. Fundiert sind die beiden Stützenreihen auf je einem Streifenfundament mit den Abmessungen 2.2×9.0 m.

Abbruchgrund: Erneuerung der A2 im Abschnitt Kriens Arsenal – Kantonsgrenze LU/NW.

Abbruchvorgang

Da die neue Überdeckung der unter der Brücke durchführenden, tiefer gelegten Autobahn A2 bereits erstellt war, konnte die Brücke von der Erdüberdeckung aus an zwei Tagen mit einem Betonbeisser fortlaufend abgebrochen werden.

Zustandserfassung vor Abbruch

Betonoberflächen: An der Untersicht der Brückenplatte sind weder im Bereich der Fahrbahn noch im Bereich der Gehwege Risse oder Betonabplatzungen zu sehen. Da es keine Belagsentlüftungsröhrchen gab, durch die Wasser an die Untersicht hätte gelangen können, beschränken sich die Verfärbungen an der Betonoberfläche auf lokale Stellen. Einzig im Bereich der Verlängerung der Stützenachse, dort wo die Gehwege gefugt waren, trat Wasser durch die undichten Fugen und rann an den Seitenflächen des Brückenträgers sowie der Stützen hinunter. Dabei hinterliess das Wasser Verfärbungen und Kalkspuren.

Belag: Entgegen den Planangaben von 5 cm wies der Belag eine Stärke von 6-8 cm auf. Die Betonoberfläche unter dem Asphalt war glatt und es waren weder Risse noch Bewehrungsstäbe sichtbar. Eine Abdichtung war nicht vorhanden.

Vorspannung: Insgesamt wurden bei den vier Sondieröffnungen an den Hochpunkten der Vorspannung jeweils zwei Spannglieder freigelegt. Die Öffnungen waren an den Fahrbahnrändern unmittelbar neben den undichten Fugen der Gehwege angeordnet. Der Zustand der angetroffenen Spannglieder war unterschiedlich. An einer Stelle wurde ein Spannglied freigelegt, welches starke Korrosion des Hüllrohrs und der Spanndrähte aufwies. Die Spanndrähte zeigten deutlichen Materialabtrag. Das Injektionsgut fehlte und war bröselig. Das benachbarte Spannglied (Abstand 18 cm) war deutlich weniger geschädigt, dessen Spanndrähte waren aber ebenfalls korrodiert. Die Spannglieder der restlichen Sondieröffnungen waren in einem guten Zustand und wiesen nur geringe Korrosionsspuren auf. Die Hüllrohre waren vollständig verfüllt und das Injektionsgut war fest.

Schlaffe Bewehrung: Bei den in den Sondieröffnungen ebenfalls freigelegten Bewehrungsstäben konnte kein Materialabtrag festgestellt werden.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Bohrkerne: Insgesamt wurden acht Bohrkerne Ø 50 mm aus der Fahrbahnplatte entnommen, an welchen Untersuchungen zu Chlorideindringung, Porosität, Druckfestigkeit und Gefüge durchgeführt wurden.

Chlorideindringung: Die Chloridgehalte der Fahrbahnplatte in einer Tiefe von 0-10 mm sind sehr hoch, der Maximalwert liegt bei 0.227 M%-Cl^-/Beton, der Durchschnittswert bei 0.154 M%-Cl^-/Beton. In der Tiefenstufe 30-40 mm wird immer noch ein durchschnittlicher Chloridgehalt von 0.111 M%-Cl^-/Beton festgestellt.

Gefüge: In den untersuchten Bohrkernen war das Betongefüge gut verdichtet und wies wenig Grobporen auf. Es zeigten sich jedoch häufig Risse, die zum Teil ein feines, lokales Rissnetz bildeten. Die Risse gingen meist von Zuschlagskörnern aus und verliefen teilweise durch die Körner. In den Poren waren Gelablagerungen, vermutlich von Ettringitausfällungen begleitet, vorhanden. Die beobachteten Gefügeschädigungen werden auf eine Alkali-Aggregat-Reaktion zurückgeführt.

Gewonnene Erkenntnisse

Die Chloridgehalte waren unterschiedlich, generell aber hoch. Die höchsten Werte wurden an den Fahrbahnrändern an den tiefsten Punkten der Fahrbahn gemessen. Am Hochpunkt der Brücke war der Chloridgehalt deutlich geringer. Dies ist auf die fehlende Abdichtung der Brücke zurückzuführen. Das unter den Fahrbahnbelag gelangende Wasser lief zuerst in Querrichtung an den Fahrbahnrand und in Längsrichtung diesem entlang zu den Brückenenden. Im Bereich der Hochpunkte der Spannglieder fiel deshalb viel Wasser an, was sich auch in den hohen Chloridgehalten an diesen Stellen äusserte. Selbst in der Tiefenstufe 30-40 mm lagen die Chloridgehalte noch über dem generell verwendeten Richtwert für Korrosionsgefährdung (0.05 M%-Cl^-/Beton). Trotz dieser hohen Chloridkonzentration zeigte die schlaffe Bewehrung (Betonüberdeckung 10-30 mm) keine starken Korrosionserscheinungen. Erstaunlich ist zudem die geringe Chlorideindringung bei den ungeschützten Gehwegplatten.

An den Hochpunkten der Vorspannung wurden, wie bereits bei der Überführung Horwerstrasse (LU 101), welche das gleiche Spannsystem aufweist, stark korrodierte Spannglieder freigelegt. Die Korrosionsschäden an den Spanngliedern beider Brücken lassen auf den gleichen Schadensmechanismus schliessen. Das wegen der fehlenden Abdichtung in den Beton dringende Wasser tritt bei undichten Stellen wie z.B. dem Hüllrohrfalz in die Spannglieder ein und kann in den nicht verfüllten Hohlräumen weitertransportiert werden. Kritisch für unvollständige Verfüllung sind bei den verwendeten Spanngliedern insbesondere das Innere der Spirale, um welche die einzelnen Spanndrähte angeordnet sind, und die nicht entlüfteten Hochpunkte. Im Innern der Hüllrohre entsteht

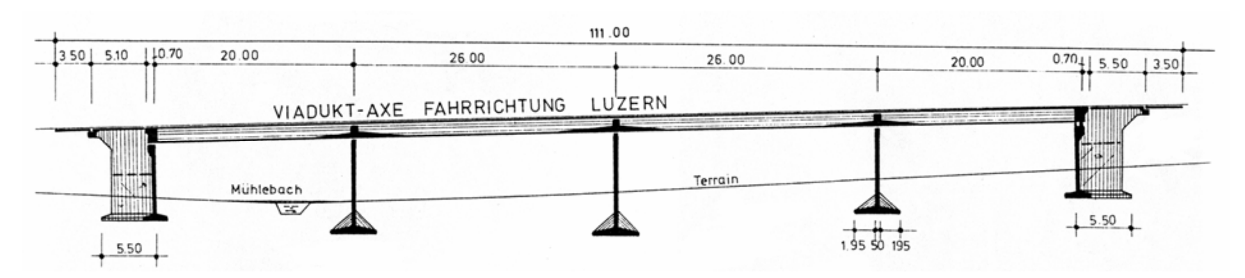
ein optimales Korrosionsklima; es kann zur fast vollständigen Zerstörung einzelner Spanndrähte kommen. Dieser Schadensmechanismus tritt nicht nur in Einzelfällen auf, sondern muss als systembedingt betrachtet werden. Trotz sorgfältiger Ausführung kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich in den Hochpunkten im Innern der Spirale Hohlräume bilden, von wo Korrosionsangriffe ausgehen können. Eine Abschätzung der möglichen Schadensstellen bei einer bestehenden Brücke ist nicht möglich, da keine äusseren Merkmale auf Schäden hindeuten. Somit ist auch keine Aussage über den Zustand der gesamten Brücke möglich.

Vorhandene Unterlagen

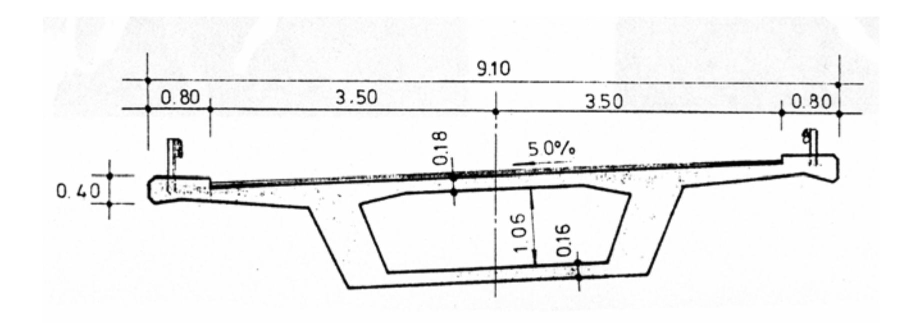
- Steiger, Andreas & Partner AG (2002): *Grisigenbrücke*; Untersuchungsbericht Phase Abbruch, Luzern, 13 pp. mit Anhang.

Obkirchenviadukt Hergiswil, Brücke Lora NW 101

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Nidwalden	**Objekt-Nr.:**	2.402
Baujahr:	1959/60	**Abbruch:**	Februar 2000
Bauwerksart:	Vierfeldträger aus Spannbeton, einzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	40/41 Jahre
Verkehrsträger:	A2 Stans–Luzern (Lora)	**Abbruchgrund:**	Neue Linienführung
Hindernis:	Mühlebach und Gemeindestrasse	**Brückenfläche:**	850 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Der Obkirchenviadukt Lora ist Teil der Nationalstrasse A2 und steht in Hergiswil. Es handelt sich um einen Vierfeldträger mit Hohlkastenquerschnitt. Die beiden Mittelfelder haben eine Spannweite von 26.4 m und die beiden Randträger eine solche von 20.3 m. Die Brückenbreite beträgt 9.1 m, wobei die Fahrbahn 7.5 m und die beiden Konsolen je 80 cm beitragen. Im Grundriss ist die Brücke gekrümmt mit einem Radius von ca. 320 m. Das Längsgefälle beträgt 2.8% und das einseitige Quergefälle 5%. Der Fahrbahnbelag besteht aus einem Walzasphalt von 5 cm Dicke und die darunter liegende Abdichtung aus Weichmastix. Bei den Brückenenden, über den Stützen und in den Feldmitten sind insgesamt neun Querträger angeordnet. Die insgesamt drei Stützen weisen sowohl zum Fundament als auch zum Überbau hin Betongelenke auf. Die Stützen sind am Kopf 3.75 m und am Fuss 3.0 m breit sowie 0.5 m dick. Die Widerlagerwände sind auf Streifenfundamenten gelagert und die Stützen auf Einzelfundamenten der Abmessungen 3.6 m × 6.2 m. Das feste Lager besteht aus vier Hartbleiplatten und das bewegliche aus vier 60 cm langen Pendelstützen aus Stahlbeton. Die Längsvorspannung besteht aus 2 × 5 Spanngliedern des Systems BBRV vom Typ CC 170 der Stahlton AG. Jedes Spannglied besteht aus 55 Drähten Ø 6 mm. Die Hüllrohre sind aus gerripptem Blech gefertigt. Die Spannglieder wurden während des Baus auf Bobinen angeliefert und von Hand verlegt.

Abbruchvorgang

Die Brücke wurde vor dem Abbruch mit Stahljochen im Abstand von 6 m unterstützt. Nach dem Entfernen sämtlicher Lärmschutzwände und Leitplanken wurde der Belag inklusive Abdichtung abgefräst. Anschliessend wurde der gesamte Hohlkastenquerschnitt von Norden nach Süden vom Terrain aus mit Betonbeissern zerlegt. Die übrig gebliebenen Stützen, Fundamentplatten und Widerlager wurden nach dem Entfernen des Überbaus eben-

falls mit Betonbeissern und Hydraulikhämmern abgerissen. Insgesamt wurden vom 24. Februar 2000 bis 27. April 2000 810 m^3 Stahlbeton abgebrochen.

Aus Lärmschutzgründen wurde beim Abbruch von Brückenüberbau, Widerlagern und Stützen auf den Einsatz von Hydraulikhämmern verzichtet. Wegen den grossen Materialdicken ergaben sich jedoch beim Einsatz der Betonbeisser Schwierigkeiten im Bezug auf die Abbruchleistung. Der Unterakkordant musste mehrmals am Einsatz von Hydraulikhämmern gehindert werden.

Zustandserfassung vor Abbruch

An insgesamt sechs Stellen wurden jeweils ca. vier Spannglieder im Hochpunkt samt Injektionsröhrchen freigelegt. Dabei wurde weder an den Spanndrähten noch an den Innenseiten der Blechhüllrohre Korrosion angetroffen. Einzig an der Aussenseite der Hüllrohre wurden vereinzelt Rostpunkte ausgemacht. Die freigelegten Spannglieder wiesen eine Betonüberdeckung von 11-13 cm auf. Das Injektionsgut war vollständig und kompakt und auch die Injektionsröhrchen waren vollständig verpresst. Die gleichzeitig mit den Spanngliedern freigelegten Bewehrungsstäbe waren ebenfalls in einem guten Zustand.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Stützenfundation: Speziell angeschaut wurde die Fundamentplatte der Stütze Süd samt dazugehörigem Betongelenk. Auf der Betonoberfläche der Fundamentplatte wurden weder Risse, Kiesnester oder Verfärbungen infolge Stahlkorrosion festgestellt. Der Beton war in einem guten Zustand. Die freigelegte, feuerverzinkte Anschlussbewehrung in den Betongelenken wies keinerlei Korrosion auf.

Spannglieder: An den Spanndrähten konnte während des Abbruchs nirgends Korrosion festgestellt werden. Auch die Ankerplatten waren in einem sehr guten Zustand und nur an einzelnen Stellen waren kleine Rostflächen sichtbar. Es bleibt dabei unklar, ob diese Roststellen nicht bereits beim Einbau vorhanden waren. Die freigelegten Trompeten waren ausnahmslos blank. Einzig die Spiralbewehrung bei den Trompeten wies einen oberflächlichen "Rostfilm" auf, welcher jedoch keinen Einfluss auf die Oberflächenstruktur der Bewehrung hatte.

Schlaffe Bewehrung: Die visuelle Kontrolle der schlaffen Bewehrung ergab nirgends Korrosionsschäden. Die Bewehrung wies zwar oberflächliche Korrosionsspuren (Korrosionsfilm) auf, diese waren aber einheitlich und die Oberflächenstruktur der Bewehrung war intakt. Aufgrund der visuellen Begutachtung konnte bei der oberflächlichen Korrosionsschicht kein Unterschied zwischen der Bewehrung der verschiedenen Bauteile (Fahrbahnplatte, Stege, untere Kastenplatte, Stützen, Widerlager, Fundamente) oder den Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Betonüberdeckung beobachtet werden.

Chlorideindringung: Insgesamt wurden aus der Fahrbahnplatte sieben Bohrkerne entnommen, an welchen der Chloridgehalt in Tiefenprofilen von 1 cm gemessen wurde. Bei den vier Bohrkernen, welche im Bereich der Stütze Süd entnommen worden waren, zeigten sich sehr geringe Konzentrationen von maximal 0.011 M%-Cl^-/Beton. Bei den drei in Feldmitte zwischen Stütze Süd und Mittelstütze entnommenen Proben waren hingegen höhere Werte auszumachen, welche in Tiefen von 50 mm immer noch Konzentrationen von 0.032-0.046 M%-Cl^-/Beton zeigten. Dies deutet auf eine mangelhafte oder beschädigte Abdichtung in diesem Bereich.

Gewonnene Erkenntnisse

Die über 40 Jahre im Erdreich verbliebenen Fundamentplatten samt Betongelenken zeigten bei der Freilegung keinerlei Mängel. Die feuerverzinkte Anschlussbewehrung der Betongelenke zeigte sich in einem guten Zustand.

Die freigelegten Spanngliedhochpunkte wiesen mit Bewehrungsüberdeckungen von 11-13 cm sehr grosse Werte auf und waren dadurch, trotz der hohen gemessenen Chloridkonzentrationen, gut geschützt. Die freigelegten Spanndrähte waren alle blank.

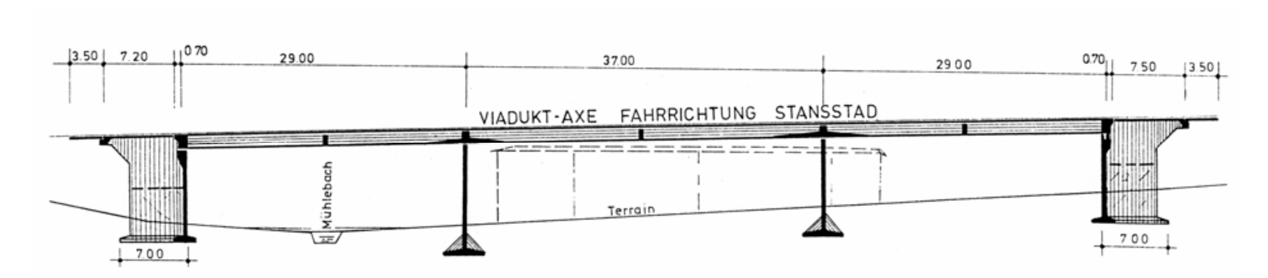
Der Beton der Fahrbahnplatte zeigte noch in Tiefen von 50 mm eine stark erhöhte Chloridkonzentration auf. Diese Werte zeigen, dass die Abdichtung in diesem Bereich ihre Funktion nicht erfüllte.

Vorhandene Unterlagen

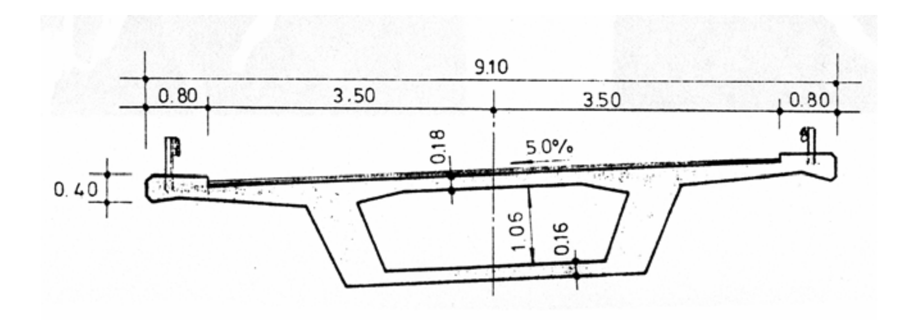
- CES Bauingenieur AG (2000): *Obkirchenviadukt Lora Hergiswil*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung ausgewählter Bauteile beim Brückenabbruch, Hergiswil, 20 pp. mit Anhang.

Obkirchenviadukt Hergiswil, Brücke Romeo NW 101

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Nidwalden	**Objekt-Nr.:**	2.402
Baujahr:	1959/60	**Abbruch:**	Februar-April 2001
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, einzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	41/42 Jahre
Verkehrsträger:	A2 Luzern–Stans (Romeo)	**Abbruchgrund:**	Neue Linienführung
Hindernis:	Mühlebach und Gemeindestrasse	**Brückenfläche:**	877 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Das Obkirchenviadukt Romeo ist Teil der Nationalstrasse A2 und steht in Hergiswil. Es handelt sich um einen Dreifeldträger mit Hohlkastenquerschnitt. Das Mittelfeld hat eine Spannweite von 37 m und die beiden Randfelder eine solche von je 29 m. Die Brückenbreite beträgt 9.1 m wobei die Fahrbahn 7.5 m und die beiden Konsolen je 80 cm beitragen. Im Grundriss ist die Brücke gekrümmt mit einem Radius von ca. 320 m. Das Längsgefälle beträgt 2.8% und das einseitige Quergefälle 5%. Der Fahrbahnbelag besteht aus einem Walzasphalt von 5 cm Dicke und die darunter liegende Abdichtung aus Weichmastix. Bei den Brückenenden, über den Stützen und in den Feldmitten sind insgesamt sieben Querträger angeordnet. Die insgesamt zwei Stützen weisen sowohl zum Fundament als auch zum Überbau hin Betongelenke auf. Die Stützen sind am Kopf 3.8 m und am Fuss 2.9 m breit sowie 0.5 m dick. Die Widerlagerwände sind auf Streifenfundamenten gelagert und die Stützen auf Einzelfundamenten der Abmessungen 4.4 m × 6.7 m. Das feste Lager besteht aus vier Hartbleiplatten und das bewegliche aus vier 60 cm langen Pendelstützen aus Stahlbeton. Die Längsvorspannung im Hauptfeld besteht aus 2 × 10 Spanngliedern des Systems BBRV vom Typ CC 170 (2 × 6 Stück) resp. CE 170 (2 × 4 Stück) der Stahlton AG. Bei den beiden Randfeldern konnte die Anzahl Spannglieder auf 2 × 8 reduziert werden. Jedes Spannglied besteht aus 55 Drähten Ø 6 mm. Die Hüllrohre sind aus geripptem Blech gefertigt. Die Spannglieder wurden während des Baus auf Bobinen angeliefert und von Hand verlegt.

Abbruchvorgang

Die Brücke wurde vor dem Abbruch mit Stahljochen im Abstand von 6 m unterstützt. Nach dem Entfernen sämtlicher Lärmschutzwände und Leitplanken wurde der Belag inklusive Abdichtung abgefräst. Anschliessend wurde der gesamte Hohlkastenquerschnitt von Norden nach Süden vom Terrain aus mit Betonbeissern zerlegt. Die

übrig gebliebenen Stützen, Fundamentplatten und Widerlager wurden nach dem Entfernen des Überbaus ebenfalls mit Betonbeissern und Hydraulikhammern abgerissen. Insgesamt wurden vom 12. Februar 2001 bis 11. Mai 2001 860 m^3 Stahlbeton abgebrochen.

Aus Lärmschutzgründen wurde beim Abbruch des Brückenüberbaus, Widerlager und Stützen auf den Einsatz von Hydraulikhämmern verzichtet. Aus den Erfahrungen beim Abbruch der Brücke Lora konnte dies, trotz der grossen Materialdicken, vom Unternehmer auch eingehalten werden.

Zustandserfassung vor Abbruch

Bereits 1992 im Rahmen einer Hauptinspektion wurden die undichten Anschlüsse der Asbestzementverbindungen zwischen den Einlaufschächten und der Hauptleitung im Hohlkasten bemängelt. Durch diese Undichtigkeiten gelangte mit Chloriden belastetes Wasser in den Hohlkasten und als Folge davon wiesen ca. 50% der Oberfläche der unteren Kastenplatte erhöhte bis stark erhöhte Chloridgehalte auf. Eine Konsequenz aus der Hauptinspektion war, dass man die defekte Entwässerung durch HPE-Leitungen ausserhalb des Hohlkastens ersetzte, den Hohlkasten gründlich reinigte und die stark chloridhaltigen oder porösen Betonstellen durch Reprofilieren mit mindestens 25 mm kunststoffmodifizierten Mörtel ersetzte. Im Jahre 2001 wurden von der TFB Wildegg unter anderem vierzehn Kernbohrungen aus der unteren Kastenplatte und dem Reprofilierungsmörtel entnommen um die Chloridbelastung zu ermitteln. Dabei zeigte sich, dass ein Chlorideintrag aus dem Beton in den Reprofilierungsmörtel stattgefunden hat. Zum Beispiel betrug bei einem Bohrkern der Chloridgehalt in den Übergangsprofilen 0.289 M%-Cl^- im Beton und 0.230 M%-Cl^- im Mörtel (bezogen auf das Beton- bzw. Mörtelgewicht). Der Chloridgehalt im Mörtel nahm dabei nach aussen hin auf 0.039 M%-Cl^- ab, was besagt, dass die Chloridkontamination von innen nach aussen stattgefunden hat. Die an zehn dieser Bohrkerne ebenfalls durchgeführten Haftzugprüfungen zwischen Beton und Reprofilierungsmörtel zeigten eine relativ starke Streuung von 0.1 bis 2.4 N/mm^2. Fünf von zehn Prüfergebnissen wiesen eine Haftzugfestigkeit < 1.5 N/mm^2 auf (übliche Mindestanforderung). Die Schwachstellen liegen sowohl in der Verbundzone, im Mörtel als auch im Betonuntergrund.

Zusätzlich wurden zwei Spanngliedhochpunkte mit je zwei Spanngliedern freigelegt und untersucht. Dabei zeigten sich weder an der Aussen- noch Innenseite der Blechhüllrohre irgendwelche Korrosion. Die Injektion war vollständig und die Spanndrähte in tadellosem Zustand. An zwei Stellen wurden ebenfalls vom Innern des Hohlkastens je ein Spannglied freigelegt, an welchen weder am Hüllrohr noch am Spannstahl Korrosion festgestellt wurde. Die Mörtelinjektion war dabei fest und trocken.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Stützenfundation: Aufgrund der unproblematischen Feststellungen an den Flachfundationen der Brücke Lora wurde beim Objekt Romeo auf eine Untersuchung verzichtet, zumal die Stützen genau gleich ausgebildet waren.

Spannglieder: An den Spanndrähten konnte während des Abbruchs nirgends Korrosion festgestellt werden. Auch die Ankerplatten waren in einem sehr guten Zustand und nur an einzelnen Stellen waren kleine Rostflächen sichtbar. Es bleibt dabei unklar, ob diese Roststellen nicht bereits beim Einbau vorhanden waren. Die freigelegten Trompeten waren ausnahmslos blank. Einzig die Spiralbewehrung bei den Trompeten wies einen oberflächlichen "Rostfilm" auf, welcher jedoch keinen Einfluss auf die Oberflächenstruktur der Bewehrung hatte.

Während der Bauausführung wurden im März 1960 von der EMPA verschiedene Festigkeitskennwerte der eingebauten BBRV-Spannglieder ermittelt. 41 Jahre später wurden diese Versuche ebenfalls von der EMPA an ausgebauten Spanndrähten wiederholt. Die mechanischen Prüfungen umfassten dabei Zugversuche, Umschlag-Biegeversuche sowie Ermüdungsversuche. Der Vergleich der Ergebnisse von 1960 und 2001 ergibt lediglich bei den Umschlag-Biegeversuchen Abweichungen der entsprechenden Festigkeitskennwerte.

Schlaffe Bewehrung: Die visuelle Kontrolle der schlaffen Bewehrung ergab nirgends Korrosionsschäden. Die Bewehrung wies zwar oberflächliche Korrosionsspuren (Korrosionsfilm) auf, wie bereits bei der Brücke Lora beobachtet; diese waren aber einheitlich und die Oberflächenstruktur der Bewehrung war intakt. Aufgrund der visuellen Begutachtung konnte bei der oberflächlichen Korrosionsschicht kein Unterschied zwischen der Bewehrung der verschiedenen Bauteile (Fahrbahnplatte, Stege, untere Kastenplatte, Stützen, Widerlager, Fundamente) oder den Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Betonüberdeckung beobachtet werden. Eine eigentliche Querschnittsverminderung konnte nirgends festgestellt werden.

Die freigelegte, feuerverzinkte Anschlussbewehrung der Betongelenke wies keine Korrosion auf.

Chlorideindringung: Insgesamt wurden aus der Fahrbahnplatte sechzehn Bohrkerne entnommen, an welchen der Chloridgehalt in zwei bis sieben Tiefenstufen von 1 cm gemessen wurde. Der kritische Chloridgehalt von 0.4 M%-Cl^-/Zement wurde dabei an drei Stellen überschritten, ohne dass an diesen Stellen erhöhter Korrosionsabtrag aufgetreten war.

Gewonnene Erkenntnisse

Die Spanndrähte waren durch den guten Zustand der Hüllrohre und die vollständige Verfüllung mit Injektionsgut in einem sehr guten Zustand. Die Materialprüfungen an den Spanndrähten zeigten nach der 41-jährigen Nutzungsdauer, bis auf den Umschlag-Biegeversuch, keine signifikanten Abweichungen.

Die im Jahre 1993 durchgeführten Reprofilierungen an stark chloridhaltigen oder porösen Betonstellen im Innern des Hohlkastens zeigten Wirkung, indem die Chloride vom Beton in den Reprofilierungsmörtel gewandert waren. Gleichzeitig konnte die Karbonatisierung im Reprofilierungsmörtel in Tiefen von 7-8 mm vordringen, was wohl an der hohen Porosität des kunststoffmodifizierten Mörtels liegt.

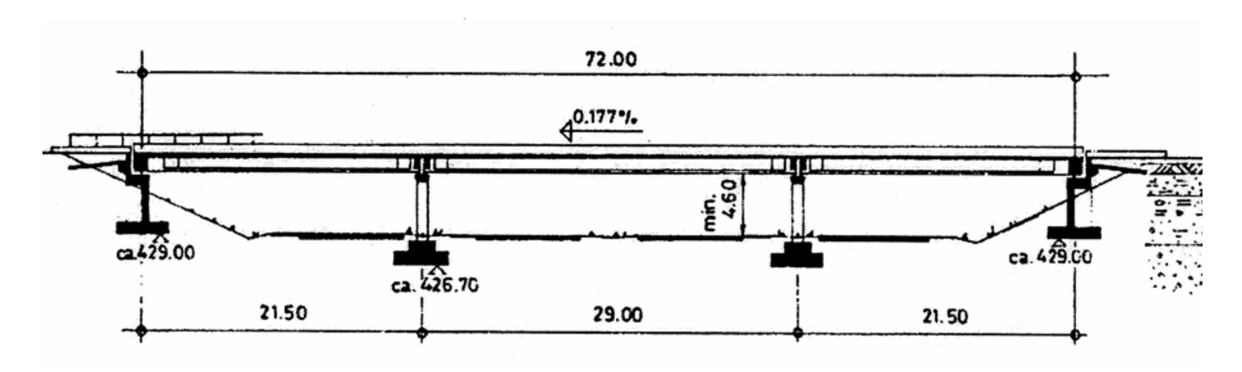
Die an sechzehn Bohrkernen der Fahrbahnplatte bestimmten Chloridprofile zeigten nur an drei Stellen eine höhere Konzentration als 0.4 M%-Cl^-/Zement. Die drei Stellen befanden sich an einem Fahrbahnübergang, bei einem Einlaufschacht und am Konsolkopf. In diesen Anschlussbereichen erwies sich die Abdichtung aus Weichmastix als nicht funktionstüchtig.

Vorhandene Unterlagen

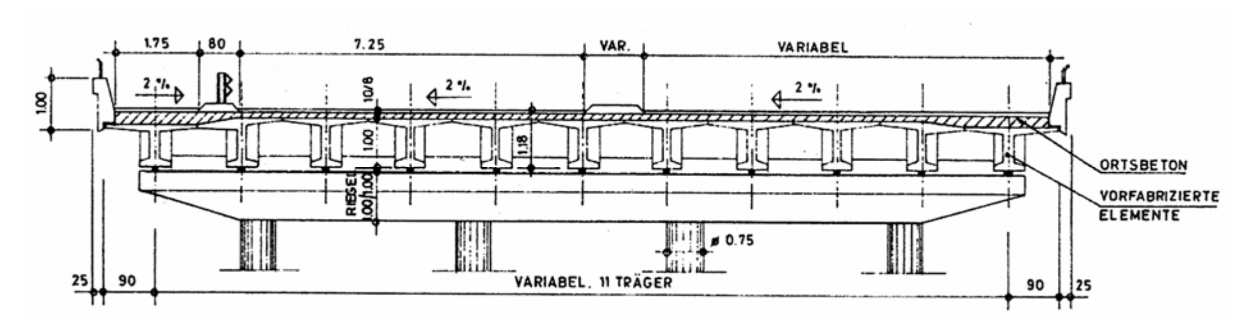
- CES Bauingenieur AG (2003): *Obkirchenviadukt Romeo Hergiswil*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung ausgewählter Bauteile beim Brückeabbruch, Hergiswil, 18 pp. mit Anhang.
- EMPA (1960): *Durchführung von umfassenden Zugversuchen, Umschlagproben und Zug-Ermüdungsversuchen bezüglich* $2 \cdot 10^6$; Untersuchungsbericht, Bericht Nr. 58'520, Zürich, 5 pp.
- EMPA (2002): *Ermittlung von Festigkeitskennwerten an Spanndraht*; Prüfbericht Nr. 419'611, Dübendorf, 21 pp.
- Feltrin, G.; Motavalli M. (2002): *Vibration-Based Damage Detection on a Highway Bridge*; First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2002, Barcelona.
- Huth, O.; Feltrin, G. (2003): *Schadensdiagnose mit modalen Parametern: Erfahrungen an einer Spannbetonbrücke*; in Tagungsband *Aktuelle Probleme der Brückendynami*k, D-A-CH Tagung 2003, Dokumentation SIA D 0198, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein Zürich, pp. 43-50.
- TFB (2002): NW 101, *Obkirchenviadukt, Hergiswil*; Zustandsuntersuchung an der Brücke Romeo, Bericht U 983074, Wildegg, 49 pp.

Überführung Zuchwil SO 102

Bauherr:	Amt für Verkehr und Tiefbau Kanton Solothurn	**Objekt-Nr.:**	S 101
Baujahr:	1969	**Abbruch:**	Mai 2001
Bauwerksart:	(Im Spannbett vorfabrizierte) Dreifeldträger aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt	**Brückenalter:**	32 Jahre
Verkehrsträger:	Kantonsstrasse T 92	**Abbruchgrund:**	Schäden und Mängel
Hindernis:	Nationalstrasse A5 Luterbach–Biel	**Brückenfläche:**	1440 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt und Ansicht Querjoch

Bauwerk

Bei der Überführung Zuchwil S 101 handelt es sich um eine dreifeldrige Balkenbrücke aus vorfabrizierten, im Spannbett vorgespannten I-Trägern mit einer Ortbeton-Fahrbahnplatte. Neben den siebendrähtigen Litzen verfügen die einzelnen Träger über je ein Spannglied, welches die Träger in Längsrichtung auch über den Stützen miteinander verbindet. Der Hochpunkt kommt dabei in den Ortbeton der Fahrbahnplatte zu liegen. Das Hüllrohr der Längsvorspannung besteht aus gewelltem, dünnwandigem (0.8 mm) Polyethylen. Die Litzen der Spannbettvorspannung sind teilweise auf den ersten 6 m in Kunststoffrohren geführt und damit in diesem Bereich verbundfrei. In Querrichtung werden die I-Träger über die gesamte Brückenlänge mit insgesamt 63 in der Fahrbahnplatte geführten Spanngliedern verbunden. Abgedichtet wird die Fahrbahn durch eine 20 mm starke Gussasphaltschicht mit einem darüber angeordneten, 7 cm dicken Belag. Die Entwässerung erfolgt über Einlaufschächte entlang den Fahrbahnrändern mit vertikalen Abgängen und anschliessender Sammelleitung. Als Fahrbahnübergänge dienen einbetonierte Stahlwinkel mit Dehnprofilen. Gelagert sind die einzelnen Träger auf Lasto-Blocklagern der Firma Proceq mit oder ohne Gleitplatten. Diese wiederum sind auf einem Querjoch angeordnet, welches von vier Stützen gehalten wird. Pro Querjoch sind vier Spannglieder vorhanden. Die beiden Widerlager sowie die beiden Stützenreihen sind über Streifenfundamente flach fundiert.

Abbruchgrund: Der Abbruch ist bedingt durch eine neue Verkehrsführung im Anschluss Zuchwil sowie festgestellte konstruktive Mängel.

Abbruchvorgang

Bevor der Überbau abgebrochen werden konnte, musste die Brücke quer verschoben werden um der neuen Brücke Platz zu machen. Nachdem das Geländer und der Belag entfernt worden waren, erfolgte der feldweise Abbruch der Tragkonstruktion mit Betonbeisser und Abbauhammer. Zuerst wurden die Oberflansche mit dem Beisser zertrümmert und anschliessend die Stege mit dem Hydraulikhammer entfernt. Die übrig gebliebenen Flansche samt Vorspannlitzen wurden zum Schluss noch mit der Abbruchzange durchtrennt.

Zustandserfassung vor Abbruch

Von aussen waren bei den Fallleitungen der Entwässerungseinläufe Wasserspuren sichtbar. Auch bei den Kittfugen der aneinander gereihten Konsolkopfelemente drang Wasser aus, das dann am Träger herunter lief. In beiden Fällen waren starke Korrosionsverfärbungen sichtbar und insbesondere am Unterflansch Risse infolge der korrodierenden Netzbewehrung vorhanden. Aufgespitzte Stellen im Steg zeigten eine Lochfrasskorrosion von bis zu 50% des Bewehrungsquerschnitts. Die Bewehrungsüberdeckung betrug dabei stellenweise weniger als 10 mm. Die zusätzlich freigelegten Spannbettlitzen sowie das freigelegte Spannglied zeigten hingegen keine Korrosion.

An den Stirnseiten Querjoche, die der Witterung ungeschützt ausgesetzten waren, war der Deckbeton der Abdeckhaube der Anker abgeplatzt. Die Überdeckung war kleiner als 10 mm. Die Abdeckhaube war sowohl aussen wie innen stark korrodiert. Die Verfüllung der Ankerhaube war vollständig. Der Chloridgehalt im Injektionsmörtel von 0.103 M%-Cl^-/Mörtel deutet jedoch auf einen Feuchtigkeitszutritt über die undichte Ankerhaube hin. Die freigelegten Litzenüberstände waren korrosionsfrei.

An zwei Stellen wurden die Hochpunkte der Längsvorspannung freigelegt. Dabei waren die PE-Hüllrohre im freigelegten oberen Bereich intakt und ohne erkennbare Schäden. Die Verfüllung war vollständig und der Mörtel hart. Die Litzen selber wiesen nur vereinzelt kleine, oberflächliche Rostpunkte auf.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Ein Randträger wurde zur besseren Untersuchung mit einem Kran herausgehoben und neben der Brücke deponiert. Bei der Zustandsaufnahme wurden folgende Bereiche genauer untersucht:

Spannglied-Hochpunkte: Die Verbindung der PE-Hüllrohre zwischen vorfabriziertem Träger und Ortbetonplatte war durch eine Metallmuffe (Wandstärke 0.7 mm) hergestellt. Diese Muffe war stark korrodiert und teilweise durchgerostet. Dies konnte auch bei weiteren Trägern festgestellt werden. Im Bereich des Hochpunkts war das Kunststoffhüllrohr an der Unterseite durch das Vorspannen perforiert. Die in diesem Bereich freigelegte schlaffe Bewehrung war stark angerostet und wies zum Teil Querschnittsverluste auf. Der Chloridgehalt in diesem Bereich lag zwischen 0.61 und 0.82 M%-Cl^-/Zement. Das auf Chloridgehalt geprüfte Injektionsgut enthielt im unteren Teil 0.1 M%-Cl^-/Mörtel während im oberen Teil kein Chlorid festgestellt wurde. Es bestand offensichtlich ein Zusammenhang mit der festgestellten Perforation, über welche das Chlorid in den Injektionsmörtel gelangte. Die Vorspannlitzen zeigten denn auch nur im unteren Bereich örtlichen Lochfrass. In der oberen Hälfte waren die Litzen blank. Der Grund für den Zutritt von chloridhaltigem Wasser liegt mit hoher Wahrscheinlichkeit an der 2 cm starken Schichtex-Platte, welche horizontal zwischen den beiden Trägerenden als Trennschicht zur Ortbetonplatte verlegt worden war.

Schlaffe Bewehrung: Die Bewehrung der I-Träger war, wie bereits oben erwähnt, nur an lokalen von aussen durch Verfärbung sichtbaren Stellen oberflächlich korrodiert. An einigen Stellen wurde auch eine Querschnittsverminderung festgestellt. Ab einer Bewehrungsüberdeckung von ca. 15 mm war keine Korrosion mehr sichtbar.

Spannbettlitzen: Es konnte keine Anrostung der 0.5"-Litzen festgestellt werden, auch nicht im Bereich der Wasserläufe. Die Bewehrungsüberdeckung der Litzen betrug mindestens 40 mm. Lediglich im Endbereich der Träger kam es infolge korrodierender Litzen zu Betonabplatzungen. Der aufgebrachte Mörtelüberzug von 2-3 mm konnte das Eindringen von Chloriden nicht verhindern. Die Korrosion beschränkte sich auf den Endbereich und drang nicht weiter vor. Die mit PVC-Röhrchen umhüllten Litzen zeigten keine Korrosion.

Spanngliedverankerung: Direkt nach dem Ausbau waren die Verankerungen der Längsspannglieder in einem guten Zustand. Es wurde nur wenig Korrosion an den Ankerplatten und den Schutzhauben festgestellt. Einzelne Betonnischen wiesen Kiesnester auf, welche wohl der Grund für die oberflächliche Korrosion waren. Die Schutzhauben waren jeweils vollständig mit Injektionsmörtel verfüllt.

Quervorspannung: Durch einen Trennschnitt in Längsrichtung konnten die Querschnitte von rund 20 Spanngliedern freigelegt werden. Dabei zeigte sich, dass in diesem Schnitt alle Spannglieder vollständig verfüllt waren. Die teilweise freigelegten Metallhüllrohre waren nur an einzelnen Stellen oberflächlich angerostet.

Längsläufigkeit am PE-Hüllrohr: Um herauszufinden, ob allenfalls chloridhaltiges Wasser entlang des Kunststoffhüllrohrs der Längsvorspannung von höheren zu niedrigeren Bereichen transportiert werden kann, wurden

zwei Kernbohrungen ausgeführt. Die erste Kernbohrung befand sich in der oberen Hälfte des Stegs im Bereich eines Wasserlaufs. Die zweite ca. 1.5 m daneben und entsprechend dem Spanngliedverlauf niedriger. Die Kernbohrungen hatten einen Durchmesser von 240 mm und durchtrennten somit das Spannglied komplett. Bei der anschliessenden Chloridgehaltsprüfung zeigte der Beton im Wasserlauf nahe der Hüllrohroberfläche einen Chloridgehalt von 1.55 M%-Cl^-/Zement und der Beton des zweiten Kerns lediglich einen solchen von < 0.05 M%-Cl^-/Zement. Damit kann ausgeschlossen werden, dass zwischen diesen beiden Bohrkernen Sickerwasser entlang der äusseren Hüllrohrwandung geflossen ist. Der Chloridgehalt im Injektionsmörtel selbst war kaum nachweisbar.

Gewonnene Erkenntnisse

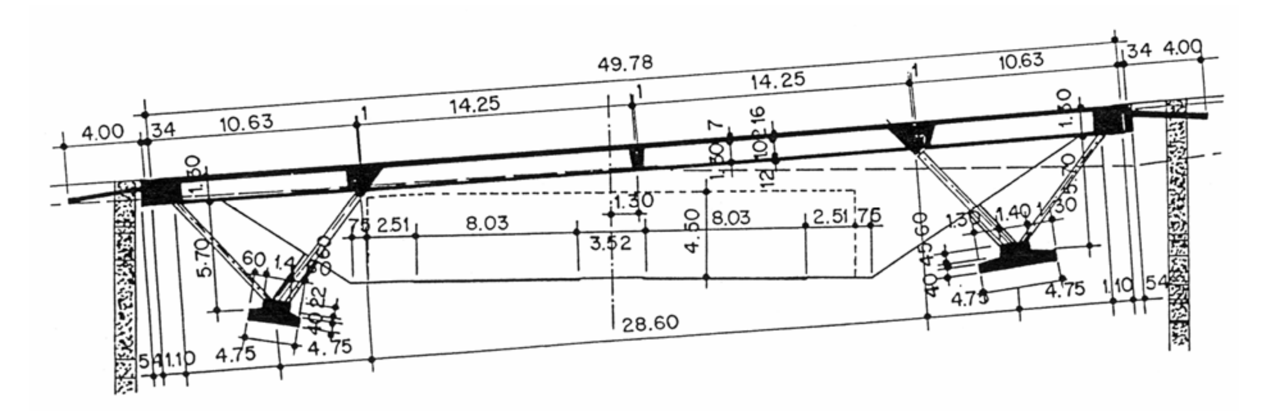
Trotz der lokal beschränkten Korrosionsschäden infolge der zu geringen Bewehrungsüberdeckung befand sich die Brücke in einem annehmbaren Zustand. Insbesondere die Spannbettlitzen waren mit einer Bewehrungsüberdeckung von ≥ 40 mm ausreichend geschützt, aber auch das gewellte Kunststoffhüllrohr des Spannglieds bot einen guten Schutz vor Fremdstoffen. Die Mehrzahl der aufgetretenen Schäden an den vorfabrizierten I-Trägern ist auf Undichtigkeiten sowohl bei der Entwässerung als auch bei den Fugen der Randbordelemente zurückzuführen.

Vorhandene Unterlagen

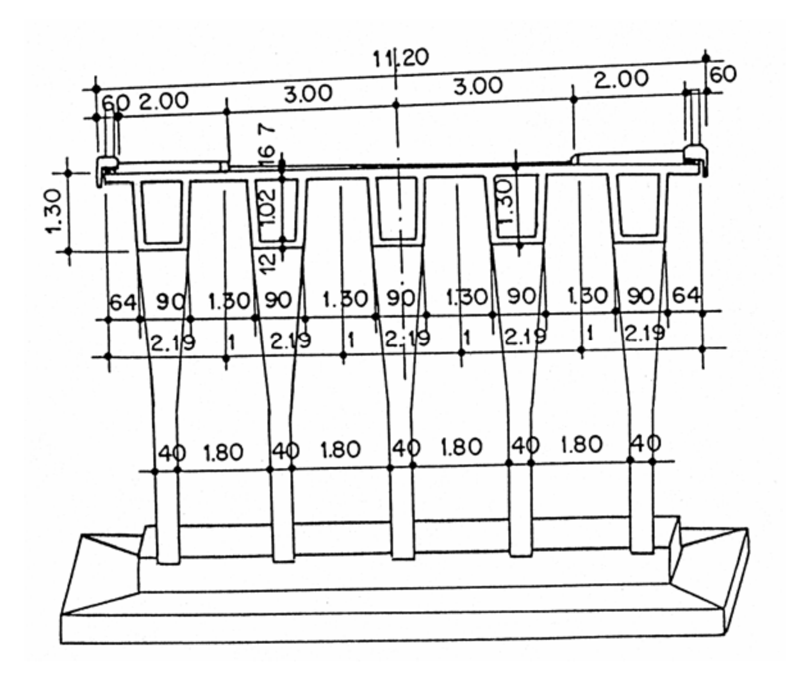
- Bänziger + Bacchetta + Fehlmann Ingenieure + Planer SIA USIC; Trachsel, Schibli, Walder + Partner AG (2001): *Überführung der Kantonsstrasse T 92*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Baden, 29 pp. mit Anhang.
- TFB (2001): *Ergebnisse der Untersuchungen an Trägerelement 32 und 33*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, 92 pp.

Überführung Schlipfstrasse SZ 101

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Schwyz	**Objekt-Nr.:**	N3.344
Baujahr:	1970	**Abbruch:**	September 2001
Bauwerksart:	Sprengwerk aus Spannbeton (V-Stielbrücke), fünfzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	31 Jahre
Verkehrsträger:	Gemeindestrasse (Oberdorfstrasse)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A3 Zürich–Sargans	**Brückenfläche:**	558 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt und Ansicht Druckstiele mit Fundation

Bauwerk

Bei der Überführung Schlipfstrasse handelt es sich um eine V-Stiel-Brücke, zusammengesetzt aus vorgespannten Fertigbetonteilen. Die Spannweite des Hauptfelds beträgt 28.6 m und die der Randfelder 9.5 m. In jedem Steg der Hohlkasten befinden sich zwei Spannglieder der Firma VSL mit je 12 × 0.5" Litzen. Zusätzlich enthält jeder Träger, über den Querschnitt verteilt, eine Spannbettvorspannung mit zehn (Randträger) respektive sechzehn (Hauptträger) Drähten Ø 6 mm. Die einzelnen Träger sind an den Stossflächen gefugt und die Fugen mit Ort-

beton verfüllt. Die beiden Endquerträger sind ebenfalls aus Ortbeton gefertigt. Die Brücke wird über Quer- und Längsgefälle der Fahrbahn entwässert und verfügt über keine Entwässerungsleitungen. Die Fahrbahn ist 6 m breit, mit Weich-Mastix abgedichtet und mit einem Asphalt von 7 cm Stärke überzogen. Die fünf Zugstützen auf beiden Seiten der Brücke sind wie die Druckstützen aus Fertigteilbeton, jedoch mit einem Spannglied mit 3 × 0.5" Litzen vorgespannt. Zug- und Druckstützen sind auf einem Streifenfundament flach fundiert. Die Zugstützen sind komplett im Erdreich eingebettet.

Abbruchgrund: Der Autobahnabschnitt bei Altendorf wird durch einen Tagbautunnel von insgesamt 600 m Länge zugedeckt. Die Brücke wird dadurch nicht mehr benötigt.

Abbruchvorgang

Da die Autobahn nur während den Nachtstunden gesperrt werden konnte, musste der Abbruch in Etappen durchführbar sein. Deshalb hat man sich dazu entschlossen, die Brücke vorgängig mit Hilfsträgern zu stützen und anschliessend mit einer Seilsäge sowie einer Betonfräse in die einzelnen Träger (total 20 Stk.) zu zerlegen. Die Trägerelemente wurden anschliessend während der Nacht mit einem Pneukran gehoben und auf einem Tieflader zur Deponie transportiert, wo sie dann entsorgt wurden.

Zustandserfassung vor Abbruch

Betonoberflächen: Wie bei der Überführung Burggasse (SZ 103) waren entlang der Spannglieder Längsrisse vorhanden, welche auf die gleiche Ursache zurückzuführen sind.

Der Mörtel zwischen dem seitlichen Trägerrand und den aufgesetzten Randbordelementen war durch die defekte Abdichtung und Frosteinwirkung teilweise ausgewaschen worden, so dass der im Quergefälle niedriger liegende Randträger viele Wasserläufe aufwies. Von aussen waren einzelne wenige Stellen mit korrodierender Bewehrung sichtbar. An den Fugen der Trägerstösse waren Kalkausblühungen sichtbar.

Spannglied der Zugstützen: Aufgrund der bei der Überführung Burggasse (SZ 103) gemachten Beobachtungen bezüglich des fehlenden Injektionsguts der Zugstützen wurden vor Abbruch der Brücke zwei Zugstützen im oberen Bereich freigelegt. Anschliessend wurde mit einem Kernbohrer von der Stützenoberfläche bis zum Blechhüllrohr gebohrt um den Verfüllungsgrad festzustellen. Nach dem Entfernen des Hüllrohrs konnte an beiden Zugstützen eine vollständige Verfüllung an dieser Stelle festgestellt werden. Die Litzen waren blank.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Beton: Wie bei der Überführung Burggasse zeigte sich der für die Fertigteilträger verwendete Beton bezüglich Verarbeitung in einem sehr guten Zustand. Der Ortbeton im Bereich der Endquerträger und in den Trägerstössen war hingegen wiederum schlecht verarbeitet und mit Kiesnestern durchsetzt.

Schlaffe Bewehrung: Die Netzbewehrung der vorfabrizierten Träger wies grösstenteils eine relativ geringe, meist punktuelle Anrostung auf. Die gemessene Bewehrungsüberdeckung war mit durchschnittlich 17 mm eher gering; für die Erstellungszeit jedoch üblich. Die Korrosionsstellen der Netzbewehrung sind im Wesentlichen auf lokale Feuchtigkeitseinwirkungen (z.B. durch Risse) und eine zu geringe Bewehrungsüberdeckung zurückzuführen. Anders die Bewehrung der Endquerträger; infolge der schlechten Betonqualität (Kiesnester) und der teils kaum vorhandenen Bewehrungsüberdeckung war die oberflächennahe Bewehrung stark korrodiert.

Chloridgehalt: Die an acht verschiedenen Stellen der Hohlkastenwände aus Bohrkernen ermittelten Chloridwerte lagen alle unter 0.025 M%-Cl^-/Beton. Dies liegt vor allem an der untergeordneten Bedeutung der Brücke und dem damit verbundenen geringen Winterdienst. Der Einfluss des Sprühnebels der unten liegenden Autobahn ist eher gering.

Elementfugen: Bei den Elementfugen im Bereich der Hoch- und Tiefpunkte der Spannglieder waren für den Zusammenschluss der Hüllrohre Aussparungen in den Stegen der vorfabrizierten Träger vorgesehen. Die Spannglieder verliefen in diesem Bereich im qualitativ schlechten Ortbeton. Durch den schlechten Verbund zwischen Ortbeton und Fertigteilbeton sowie das Schwinden des Ortbetons entstanden zudem entlang der Elementstösse kleine Hohlräume (durch Abklopfen detektierbar). Mit Wasser in die Hohlräume eingedrungene Chloride wären somit schneller beim Hüllrohr angelangt.

Spannglieder: Wie auch bei anderen Brücken beobachtet werden konnte, zeigten sich an den dünnwandigen PE-Hüllrohren (0.6-1.4 mm) in den Hoch- und Tiefpunkten perforierte Bereiche, verursacht durch das Reiben der Litzen am Hüllrohr während des Spannvorgangs. Die Verfüllung an den Hoch- und Tiefpunkten der auf der Deponie geöffneten Hüllrohre war infolge der aneinander gepressten Litzen teilweise unvollständig. Die Litzen selbst wiesen jedoch nur punktuelle und lokal beschränkte Anrostungen auf.

Gewonnene Erkenntnisse

Die für die Spannglieder verwendeten PE-Hüllrohre mit Wandstärken zwischen 0.6-1.4 mm waren zu dünn um den Umlenkkräften der Spannlitzen im Bereich der Hoch- und Tiefpunkte zu widerstehen. Durch die Perforierung verlor das Hüllrohr teilweise seine Schutzfunktion und es bestand die Möglichkeit eines direkten Kontakts mit allenfalls chloridhaltigem Wasser. Wie die Analyse der Bohrkerne zeigte, war jedoch die Belastung durch Chloride gering und die Korrosion an den erwähnten perforierten Stellen lokal sehr beschränkt.

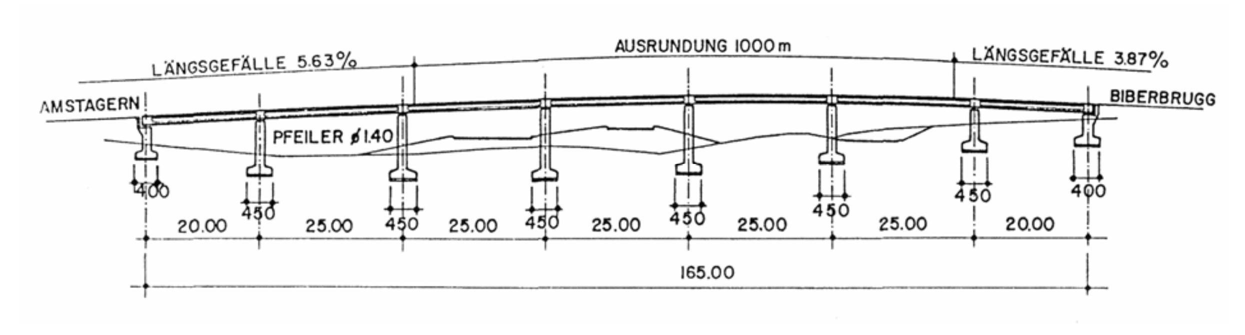
Die Längsrisse auf Höhe der Spannglieder zeigten keine nachteilige Wirkung, da die Kunststoffhüllrohre die Spannglieder genügend schützten. Es konnte auch kein erhöhter Chloridtransport zum Hüllrohr entlang der Risse festgestellt werden.

Vorhandene Unterlagen

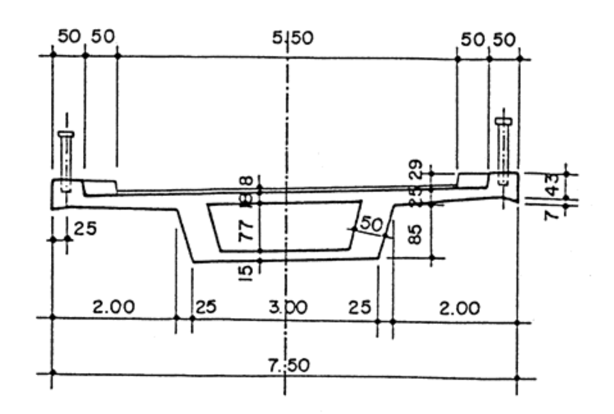
- TFB (2003): *Überführung Oberdorfstrasse, Altendorf (früher: Schlipfstrasse)*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, 59 pp.

Hochbrücke Schindellegi SZ 102

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Schwyz	**Objekt-Nr.:**	T8.273
Baujahr:	1971/72	**Abbruch:**	Juni 1999
Bauwerksart:	(Horizontal gekrümmter) Siebenfeldträger aus Spannbeton, einzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	27/28 Jahre
Verkehrsträger:	Kantonsstrasse, Spur nach Samstagern (Überwerfung)	**Abbruchgrund:**	Neue Linienführung
Hindernis:	T8 Biberbrugg–Pfäffikon	**Brückenfläche:**	1238 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Die Hochbrücke Schindellegi ist ein horizontal gekrümmter Stahlbeton-Hohlkastenträger, der über sieben Felder verläuft, mit einer Länge von 165 m. Die Spannweiten betragen in den Innenfeldern je 25 m, in den beiden Randfeldern 20 m. Die Brücke ist längs mit dem Drahtsystem BBRV 2380 (2 × 3 × 238 t, 52 Drähte mit ∅ 7 mm) vorgespannt. Die Fahrbahnplatte ist schlaff bewehrt. Der Überbau ruht auf sechs Rundstützen; die Stützen 1 und 6 weisen ein Topflager auf, die übrigen vier Stützen sind im Überbau eingespannt.

Abbruchgrund: Die Brücke wurde durch einen Grosskreisel ersetzt.

Abbruchvorgang

Der Abbruch geschah in Längsrichtung. Die Brücke wurde feldweise unterstützt, die Kragplatten seitlich abgetragen und der Hohlkasten dann von der Feldmitte aus mit dem Hydraulikhammer ab Terrain abgebissen. Der Brückenabbruch erfolgte schnell, kostengünstig und ohne wesentliche Probleme.

Zustandserfassung vor Abbruch

Chloride: Bei einer Hauptinspektion im Jahr 1994 wurden Bohrkerne aus dem Boden des Brückenkastens im Feld fünf gewonnen. Sie zeigten hohe Chloridwerte (bis 3% bez. Zementgewicht) infolge einer früher defekten Entwässerungsleitung.

Georadar: Die Tiefen der obersten Bewehrungslage in der Fahrbahnplatte sowie der Belagsnetzbewehrung konnten sehr gut ermittelt werden. Bezüglich der Ablösung zwischen Belags- und Brückenbeton konnten keine gesicherten Ergebnisse gewonnen werden, da der Übergang nicht sauber identifizierbar war.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Belagsbeton: Mangels ausreichender Haftzugfestigkeit (hohe Zementschlämme-Anreicherung) hatte sich der Belagsbeton meistens in der Grenzfläche schon durch die Abbrucherschütterung vom Brückenbeton gelöst. Der Belag war chloridkontaminiert. Die Brücke hatte keine Abdichtung aufgewiesen.

Fahrbahnübergänge: Die undichten Fahrbahnübergänge führten zu Wasserläufen an den Stirnseiten des Brückenträgers und an den Widerlagerwänden.

Stahlbeton: Die Betonfestigkeit war gut. Die Bewehrung war in den Durchfeuchtungsstellen mehr oder weniger stark angerostet. Insbesondere in der Kragplatte im Bereich der Bordüre war die obere Plattenbewehrung wegen undichter Belagsfugen lokal korrodiert.

Spannglieder: Der hohe Füllgrad der Hüllrohre lies wenig Platz für die Zementinjektion. Vor allem in den Umlenkbereichen existierten in den Hüllrohren auf der Drahtkontaktseite kleine unverpresste Hohlstellen zwischen den Drahtbündel und der Hüllrohrinnenwand. Die Spanndrähte und Hüllrohren zeigten auch an diesen injektionsfreien Oberflächen keine Anrostung.

Verankerungen: Der Zustand der beweglichen Verankerungen war im Grossen und Ganzen gut. Bei einzelnen Ankerplatten und -köpfen zeigte sich eine partielle Oberflächenanrostung infolge Feuchtigkeits- und Chlorideinfluss durch die undichten Fahrbahnübergänge. Injektionshohlräume in Trompeten wurden keine entdeckt.

Gewonnene Erkenntnisse

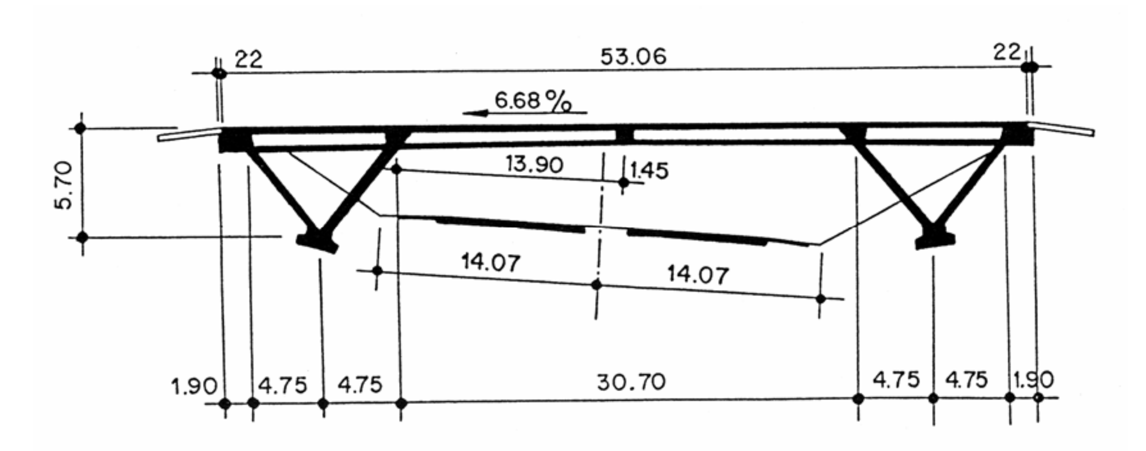
Da der Brückenträger hoch über Terrain abgebrochen wurde, erwies sich die visuelle Inspektion als schwierig.

Vorhandene Unterlagen

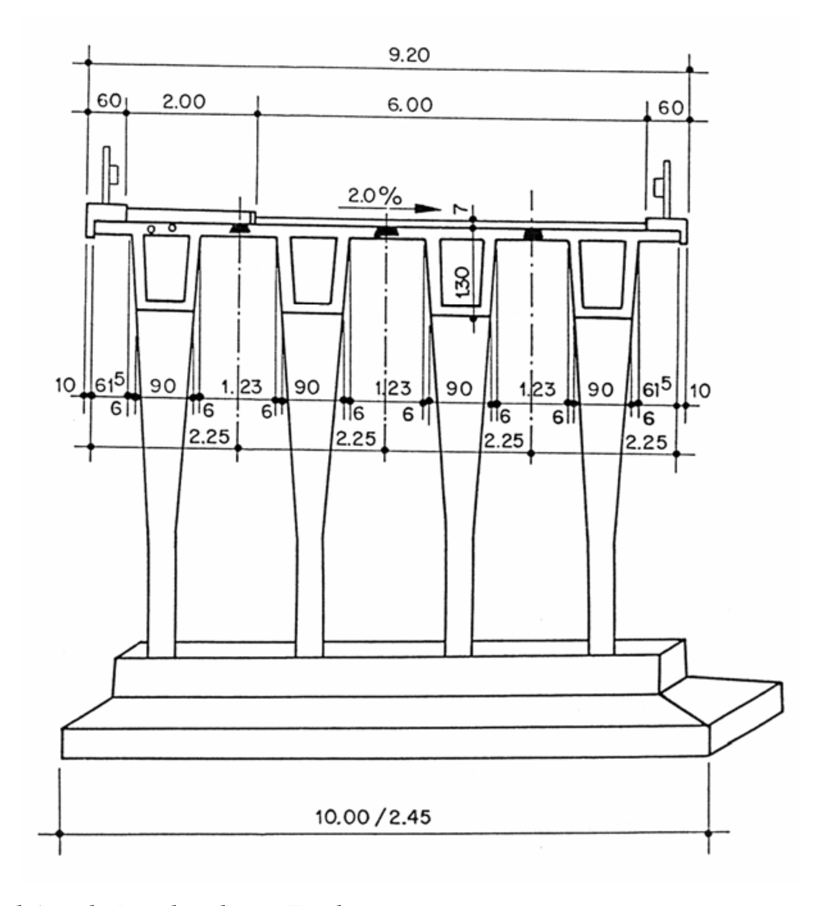
- Bänziger, H. (1999): *Hochbrücke Schindellegi*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Bern, 52 pp.
- EMPA (1999): *Hochbrücke Schindellegi*; Radaruntersuchung, EMPA-Nr. FE:840276, Dübendorf, 19 pp.

Überführung Burggasse SZ 103

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Schwyz	**Objekt-Nr.:**	A3 Nr. 345
Baujahr:	1970	**Abbruch:**	Mai 2001
Bauwerksart:	Sprengwerk aus Spannbeton (V-Stielbrücke), vierzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	31 Jahre
Verkehrsträger:	Gemeindestrasse (Burggasse)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A3 Zürich – Sargans	**Brückenfläche:**	488 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt und Ansicht Druckstiele mit Fundation

Bauwerk

Bei der Überführung Burggasse handelt es sich um eine V-Stiel-Brücke, zusammengesetzt aus vorgespannten Fertigbetonteilen. Die Spannweite des Hauptfelds beträgt 30.7 m und die der Randfelder 9.5 m. In jedem Steg der Hohlkasten befinden sich zwei Spannglieder der Firma VSL mit je 12 × 0.5" Litzen. Zusätzlich enthält jeder Träger, über den Querschnitt verteilt, eine Spannbettvorspannung mit zehn (Randträger) respektive sechzehn (Hauptträger) Drähten Ø 6 mm. Die einzelnen Träger sind an den Stossflächen gefugt und die Fugen mit Ortbeton verfüllt. Die beiden Endquerträger sind ebenfalls aus Ortbeton gefertigt. In Querrichtung weist die Brücke ein Gefälle von 2% und in Längsrichtung ein solches von 6.7% auf. Da die Brücke über keine Entwässerungsleitung verfügt, wird das anfallende Regenwasser erst nach der Brücke in die Kanalisation eingeleitet. Die Fahrbahn ist 6 m breit, mit Weich-Mastix abgedichtet und mit einem Asphalt von 7 cm Stärke überzogen. Die vier Zugstützen auf beiden Seiten der Brücke sind wie die Druckstützen aus Fertigteilbeton jedoch mit einem Spannglied mit 3 × 0.5" Litzen vorgespannt. Zug- und Druckstützen sind auf einem Streifenfundament flach fundiert. Die Zugstützen sind komplett im Erdreich eingebettet.

Abbruchgrund: Der Autobahnabschnitt bei Altendorf wird durch einen Tagbautunnel von insgesamt 600 m Länge zugedeckt. Die Brücke wird dadurch nicht mehr benötigt.

Abbruchvorgang

Da die Autobahn nur während den Nachtstunden gesperrt werden konnte, musste der Abbruch in Etappen durchführbar sein. Deshalb hat man sich dazu entschlossen, die Brücke vorgängig mit Hilfsträgern zu stützen und anschliessend mit einer Seilsäge sowie einer Betonfräse in die einzelnen Träger (total 16 Stk.) zu zerlegen. Die Trägerelemente wurden anschliessend mit einem Pneukran gehoben und auf einem Tieflader zur Deponie transportiert. Dadurch war es möglich, einzelne Träger genauer zu untersuchen.

Zustandserfassung vor Abbruch

Betonoberflächen: Entlang der Spannglieder waren Längsrisse vorhanden, welche bereits kurz nach der Fertigstellung der Brücke im Jahre 1970 beobachtet worden waren. Ein möglicher Grund für die Risse könnte die geringe Betonüberdeckung der Spannglieder, von planmässig 32.5 mm sein. Dies wird auch durch den EMPA-Bericht Nr. 70'400 vom Mai 1970 gestützt.

Der Mörtel zwischen den seitlichen Trägerrändern und den aufgesetzten Randbordelementen war durch Undichtigkeiten teilweise ausgewaschen worden, so dass der im Quergefälle niedriger liegende Randträger viele Wasserläufe aufwies. Von aussen waren jedoch keine auf die Wasserläufe zurückzuführenden Korrosionsstellen oder gar Abplatzungen sichtbar.

An den Fugen der Trägerstösse waren Kalkausblühungen sichtbar.

Anker der Zugstützen: Insgesamt wurden drei der acht oberen Verankerungen freigelegt. Obwohl die Überdeckung der Ankerbüchse nur 10 mm betrug, waren die Litzenenden und die Ankerbüchse samt Ankerplatte in einem guten Zustand.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Spannlitzen in Zugstütze: Während des Abbruchs der Brücke wurde festgestellt, dass das Injektionsgut der Spannglieder bei einer von vier Zugstützen des westlichen Brückenendes fehlte. Die Litzen wurden samt Verankerung zur korrosionschemischen Untersuchung an die EMPA gesandt. Das Ergebnis dieser Untersuchung kann wie folgt zusammengefasst werden: Der durch den Korrosionsangriff erfolgte Materialabtrag ist erheblich. Der Materialabtrag betrug stellenweise 0.6 mm bei einem Drahtdurchmesser von 4.0 mm. Korrosionsfördernde Stoffe (Chlorid, Formiat, Acetat ...) wurden nur in unbedeutenden Mengen gefunden, was bedeutet, dass der Korrosionsangriff alleine durch das Einwirken von Feuchtigkeit (Kondensat im Hüllrohr) und Sauerstoff erfolgt ist. Auch am östlichen Brückenende war eine von vier Zugstützen unzureichend ausinjiziert.

Kunststoffhüllrohr: Auf der Deponie, wo die Träger gelagert wurden, hat man in den Hohlkästen Reste vom für die Spannglieder verwendeten Kunststoffhüllrohr gefunden, welche wohl über die gesamte Nutzungszeit dort gelegen hatten. Die EMPA wurde beauftragt, eines dieser unbenutzten sowie ein für die Vorspannung genutztes Kunststoffhüllrohr zu untersuchen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass sowohl das 31 Jahre lang einbetonierte Hüllrohr als auch die Abschnitte, die sich im gleichen Zeitraum im Brückenkasten befunden hatten, noch in einem guten Zustand waren.

Beton: Der für die Fertigteilträger verwendete Beton hatte ein Grösstkorn von 10 mm und zeigte sich bezüglich Verarbeitung in einem sehr guten Zustand. Der Ortbeton im Bereich der Endquerträger und in den Trägerstössen war hingegen schlecht verarbeitet und mit Kiesnestern durchsetzt.

Schlaffe Bewehrung: Die Netzbewehrung der vorfabrizierten Träger wies grösstenteils eine relativ geringe, meist punktuelle Anrostung auf. Die gemessene Bewehrungsüberdeckung war mit durchschnittlich 23-24 mm eher gering, für die Erstellungszeit jedoch üblich. Die Korrosionsstellen der Netzbewehrung sind im Wesentlichen auf lokale Feuchtigkeitseinwirkungen (z.B. durch Risse) und eine zu geringe Bewehrungsüberdeckung zurückzuführen. Anders die Bewehrung der Endquerträger; infolge der schlechten Betonqualität (Kiesnester) und der teils kaum vorhandenen Bewehrungsüberdeckung, war die oberflächennahe Bewehrung stark korrodiert.

Chloridgehalt: Die an 22 verschiedenen Stellen durch Bohrkerne ermittelten Chloridwerte lagen nur bei vier Bohrkernen über 0.025 M%-Cl^{-}/Beton. Dies liegt vor allem an der untergeordneten Bedeutung der Brücke und dem damit verbundenen geringen Winterdienst. Der Einfluss des Sprühnebels der unten liegenden Autobahn ist eher gering.

Spannglieder: Wie auch bei anderen Brücken beobachtet werden konnte, zeigten sich an den dünnwandigen PE-Hüllrohren (0.6-1.4 mm) in den Hoch- und Tiefpunkten perforierte Bereiche, verursacht durch das Reiben der Litzen am Hüllrohr während des Spannvorgangs. Die Verfüllung an den Hoch- und Tiefpunkten der auf der Deponie geöffneten Hüllrohre war infolge der aneinander gepressten Litzen teilweise mangelhaft. An zwei Stellen war das Injektionsgut zudem durchfeuchtet und von geringer Festigkeit. Die Litzen selbst wiesen jedoch nur punktuelle und lokal beschränkte Anrostungen auf.

Verankerungen: Die Verankerungen befanden sich in der Betonierfuge zwischen dem Träger-Fertigteil und dem Querträger aus Ortbeton. Durch den schlechten Verbund zwischen Ortbeton und Fertigteil konnte in einigen Fällen Oberflächenwasser entlang dieser Betonierfuge bis zu den Verankerungen vordringen. Die angetroffene Korrosion betraf hauptsächlich den Ankerkopf und die Aussenseite der Ankerplatte. Die vollständige Verfüllung der Trompete schützte die Litzen jedoch gut.

Gewonnene Erkenntnisse

Von den acht Zugstützen mit je einem Spannglied konnten zwei Spannglieder mit unvollständiger Hüllrohrverfüllung und korrodierenden Spannstahllitzen identifiziert werden. Es handelt sich dabei mit grosser Wahrscheinlichkeit um Ausführungsmängel. Der Korrosionsangriff am Spannstahl erfolgte über die gesamte Litzenoberfläche und war zum Zeitpunkt des Brückenabbruchs nicht abgeschlossen. Ein Ausfall der betroffenen Zugstützen wäre längerfristig möglich gewesen.

Die Längsrisse entlang der Spannglieder bergen kein erhöhtes Risiko für die Spannlitzen, da diese vom Kunststoffhüllrohr ausreichend geschützt werden. Die Untersuchungen der EMPA an den Kunststoffhüllrohren zeigten zudem, dass diese auch nach einer Nutzung von 31 Jahren noch in einem guten Zustand waren.

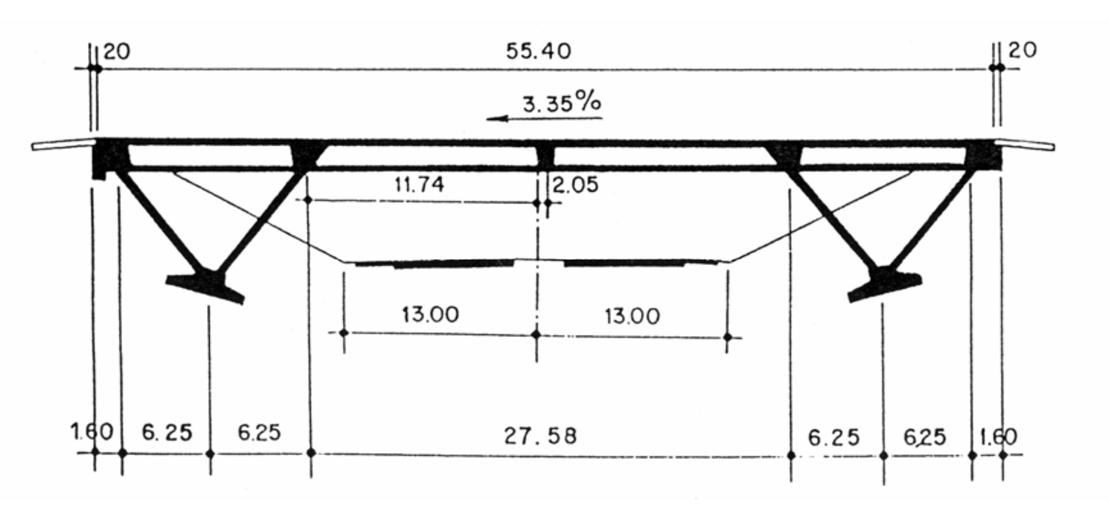
Infolge der ungenügenden und teilweise defekten Abdichtung, insbesondere am Fahrbahnrand und bei den Randbordelementen, konnten im Wasser gelöste Schadstoffe in die Stegfläche der Randträger gelangen.

Vorhandene Unterlagen

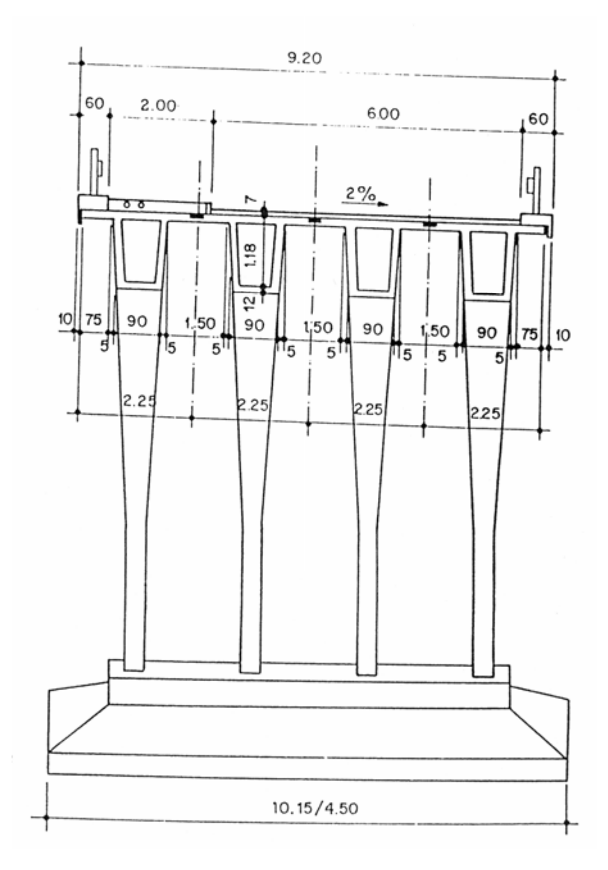
- EMPA Dübendorf (1970): *Vorfabrizierte Hohlkastenträger, Standardüberführung Nr. 312*; Statische und dynamische Versuche, Auftrag-Nr. 70400, Dübendorf, 15 pp. mit Beilagen.
- EMPA Dübendorf (2000): *Beurteilung des Zustandes von Brücken mittels Georadar*; Zwischeninformation Nr. 202084/3, Dübendorf, 12 pp.
- EMPA Dübendorf (2002): *Beurteilung in korrosionschemischer Hinsicht, Spannglied-Abschnitt*; Prüfbericht Nr. 420’558/1, Dübendorf, 12 pp.
- EMPA Dübendorf (2002): *Alterungszustand eines einbetonierten, 30 Jahre alten Wellhüllrohres aus Polyethylen PE*; Prüfbericht Nr. 420’558/2, Dübendorf, 7 pp. mit Anhang.
- Hugenschmidt J. (2002): *Assessment of the condition of bridges with Ground-Penetrating-Radar (GPR)*; EMPA Activities 2002, Materials and Systems for Civil Engineering, Dübendorf, p. 34.
- TFB (2003): *Überführung Burggasse, Altendorf*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, 25 pp. mit Anhang.

Überführung Etzelstrasse SZ 104

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Schwyz	**Objekt-Nr.:**	N3.342
Baujahr:	1970	**Abbruch:**	Mai 2002
Bauwerksart:	Sprengwerk aus Spannbeton (V-Stielbrücke), vierzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	31 Jahre
Verkehrsträger:	Gemeindestrasse (Etzelstrasse)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A3 Zürich–Sargans	**Brückenfläche:**	510 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt und Ansicht Druckstiele mit Fundation

Bauwerk

Bei der Überführung Etzelstrasse handelt es sich um eine V-Stiel-Brücke, zusammengesetzt aus vorgespannten Fertigbetonteilen. Die Spannweite des Hauptfelds beträgt 27.6 m und die der Randfelder 12.5 m. In jedem Steg der Hohlkasten befinden sich zwei Spannglieder der Firma VSL mit je 12 × 0.5" Litzen. Zusätzlich enthält jeder Träger, über den Querschnitt verteilt, eine Spannbettvorspannung mit zehn (Randträger) respektive sechzehn (Hauptträger) Drähten Ø 6 mm. Die einzelnen Träger sind an den Stossflächen gefugt und die Fugen mit Ortbeton verfüllt. Die beiden Endquerträger sind ebenfalls aus Ortbeton gefertigt. In Querrichtung weist die Brücke ein Gefälle von 2% und in Längsrichtung ein solches von 3.4% auf. Da die Brücke über keine Entwässerungsleitung verfügt, wird das anfallende Regenwasser erst nach der Brücke in die Kanalisation eingeleitet. Die Fahrbahn ist 6 m breit, mit Weich-Mastix abgedichtet und mit einem Asphalt von 7 cm Stärke überzogen. Die vier Zugstützen auf beiden Seiten der Brücke sind wie die Druckstützen aus Fertigteilbeton jedoch mit einem Spannglied mit 3 × 0.5" Litzen vorgespannt. Zug- und Druckstützen sind auf einem Streifenfundament flach fundiert. Die Zugstützen sind komplett im Erdreich eingebettet.

Abbruchgrund: Der Autobahnabschnitt bei Altendorf wird durch einen Tagbautunnel von insgesamt 600 m Länge zugedeckt. Die Brücke wird dadurch nicht mehr benötigt.

Abbruchvorgang

Da die Autobahn nur während den Nachtstunden gesperrt werden konnte, musste der Abbruch in Etappen durchführbar sein. Deshalb hat man sich entschlossen, die Brücke vorgängig mit Hilfsträgern zu stützen und sie anschliessend mit einer Seilsäge sowie einer Betonfräse in die einzelnen Träger (total 16 Stk.) zu zerlegen. Die Trägerelemente wurden anschliessend während zwei Nächten mit einem Pneukran gehoben und auf einem Tieflader zur Zwischendeponie transportiert. Anschliessend erfolgten die Zerkleinerung und der Abtransport in eine Deponie.

Zustandserfassung vor Abbruch

Vor dem Abbruch wurde keine Zustandserfassung durchgeführt.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Die Spannlitzen einzelner Zugstützen waren im oberen Anschlussbereich zum Längsträger oberflächlich stark korrodiert. Dies kann auf eine ungenügende Injektion, wie dies bereits bei der Überführung Burggasse (SZ 103) beobachtet wurde, zurückgeführt werden.

Gewonnene Erkenntnisse

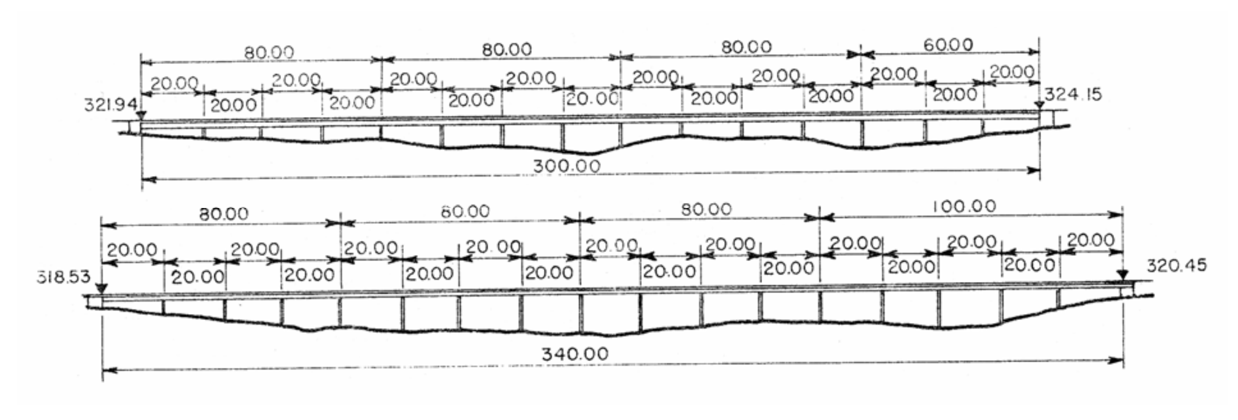
Zusätzlich zu den baugleichen Objekten SZ 101 und SZ 103 konnten keine neuen Erkenntnisse gewonnen werden.

Vorhandene Unterlagen

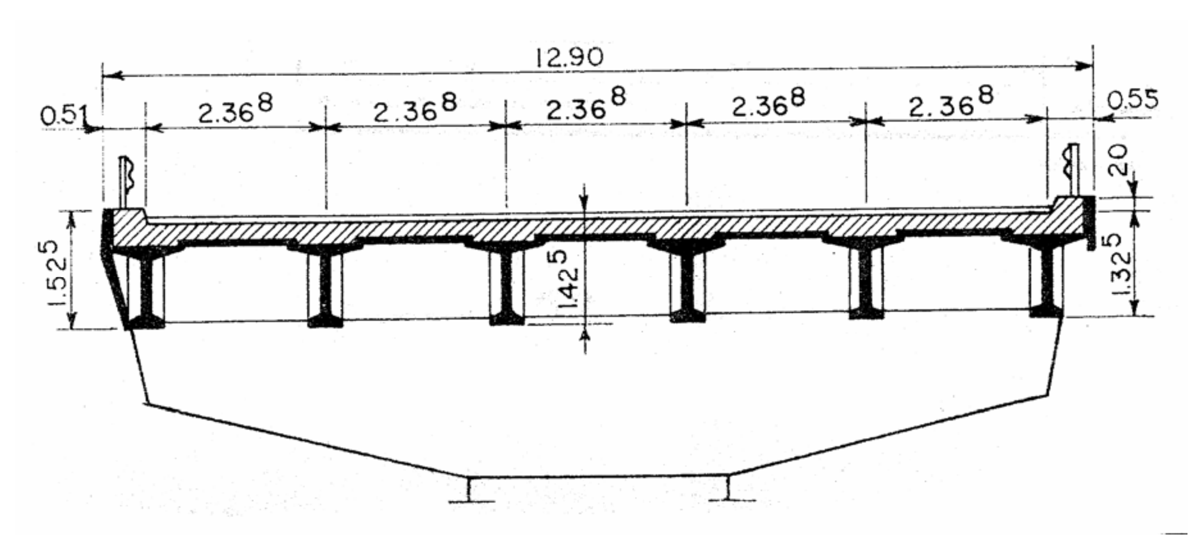
- Bänziger + Köppel + Partner Ingenieure + Planer SIA USIC; Henauer Gugler AG Ingenieure + Planer (2003): *Überführung Etzelstrasse, Gemeinde Altendorf*; Begleitung und Dokumentation Brückenabbruch, Buchs, 9 pp. mit Anhang.

Viadotto sopra le Cantine TI 101

Bauherr:	Dipartimento del territorio, Cantone Ticino	**Objekt-Nr.:**	703
Baujahr:	1964-66	**Abbruch:**	2003/2004
Bauwerksart:	(Im Spannbett vorfabrizierte) Mehrfeldträger aus Spannbeton (15 bzw. 17 Felder), aufgelöster Querschnitt	**Brückenalter:**	37-40 Jahre
Verkehrsträger:	Nationalstrasse A2 Lugano–Chiasso	**Abbruchgrund:**	Schäden und Mängel
Hindernis:	Berghang Cantine	**Brückenfläche:**	8256 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt und Ansicht Stützenkopf

Bauwerk

Beim Viadotto sopra le Cantine handelt es sich um zwei parallel geführte, mehrfeldrige Brücken mit vorfabrizierten T-Trägern sowie einer Fahrbahnplatte aus Ortbeton. In einer Feldfabrik wurden 10 m lange, im Spannbett vorgespannte T-Träger hergestellt. Die Spannbettvorspannung dieser Träger besteht aus insgesamt zwölf profilierten Spanndrähten Ø 7 mm pro Träger. Sämtliche Spanndrähte sind im Zugflansch angeordnet. Die Träger wurden in drei bis fünf Spannweiten à 20 m montiert und mittels zweier Spannglieder vom Typ 125 der Firma VSL mit je 26 Spanndrähten Ø 7 mm zusammengespannt. In den Hochpunkten verlaufen die Spannglieder teil-

weise in der Ortbetonplatte. Die vermörtelten Fugen in Feldmitte sind abgesehen von den durchgehenden Spanngliedern unbewehrt. Die Stege der T-Träger sind nur 120 mm breit.

Abbruchgrund: Der Zustand des Überbaus war generell schad- und mangelhaft (viele Wasserläufigkeiten, korrodierte Bewehrung, zu ersetzende Auflager, defekte Fahrbahnübergänge, usw.).

Verschiedene Instandsetzungsmassnahmen, von einer Verstärkung der Mittelfugen mit Instandsetzung aller schad- und mangelhaften Teile bis zum totalen Ersatz der Brücke, wurden untersucht. Der Ersatz des Überbaus zeigte sich als die Variante mit dem besten Kosten-Nutzen-Verhältnis und wurde für die Ausführung vorgeschlagen.

Abbruchvorgang

Der Abbruch erfolgte feldweise. Die Fahrbahnplatten wurden zwischen den Trägern längs durchgesägt und bei den Stützen zusammen mit den Trägern quer getrennt. Die entstehenden Trägerelemente von ca. 17 m Länge wurden einzeln herausgehoben und abtransportiert.

Zustandserfassung vor Abbruch

Seit Mitte der Achtzigerjahre wurde der Viadukt verschiedentlich untersucht und auch rechnerisch überprüft.

Der Zustand des Überbaus war generell schad- und mangelhaft (viele Wasserläufigkeiten, korrodierte Bewehrung, zu ersetzende Auflager, defekte Fahrbahnübergänge, usw.). Beunruhigend war insbesondere die Tatsache, dass die Tragsicherheit in Feldmitte ausschliesslich von den Spanngliedern abhing. So wurden die Spannglieder an wenigen Stellen geöffnet. Der visuell beurteilte Spannstahl war in einem guten Zustand. Es wurden auch Rissweitenmessungen bei den Mittelfugen unter Verkehr durchgeführt, was zu folgenden Schlussfolgerungen führte:

- Die gemessenen Rissweiten unter Verkehr betrugen 0.2 bis 0.3 mm.
- Verschiedene Mittelfugen befanden sich unter permanenten Lasten schon im gerissenen Zustand.
- Unter Berücksichtigung eines gerissenen Zustandes betrug die rechnerische Spannungsvariation in den Spanngliedern unter Verkehrseinwirkung (Ermüdungslast) rund 200 MPa.
- Die vertiefte Berechnung aufgrund des Schadenakkumulationsverfahren zeigte, dass Ermüdungsbrüche der Spannglieder (Spanndrähte Ø 7 mm) auch kurzfristig nicht ausgeschlossen werden konnten.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Im Rahmen der Brückenforschung des ASTRA wurde ein umfangreiches, weitgehend objektbezogen finanziertes Untersuchungsprogramm etabliert und durchgeführt. Dieses umfasst folgende Teilprojekte:

1. Forschungsauftrag AGB2000/553: "Beurteilung des Zustands von Brücken mittels Georadar"; EMPA, Dübendorf, J. Hugenschmidt
2. Forschungsauftrag AGB2001/083: "Eigenschaften von normalbreiten und überbreiten Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen nach starker Verkehrsbelastung (Viadotto delle Cantine)"; EMPA, Dübendorf, Dr. M. Partl
3. Forschungsauftrag AGB2001/485: "Laboruntersuchungen an ausgebauten Trägern der Autobahnbrücke 'Viadotto delle Cantine a Capolago'"; EMPA, Dübendorf, Ch. Czaderski
4. Forschungsauftrag AGB2001/486: "Étude préliminaire sur la résistance à l'effort tranchant d'âmes minces"; EPFL / IS-BETON, Lausanne, Prof. Dr. A. Muttoni
5. Feststellen des Verfüllgrads der Spannglieder in den Hochpunkten und in Trennschnitten der T-Träger; Bauunternehmung in Zusammenarbeit mit VSL (Schweiz) AG.

Zum Stand dieser fünf Teilprojekte können folgende Hinweise gemacht werden:

Zu 1: Die Untersuchungen bei dieser Brücke sind abgeschlossen und die Resultate liegen in Teilberichten vor. Der Schlussbericht, welche Georadar-Untersuchungen an verschiedenen Brücken umfasst, wird im Jahr 2005 veröffentlicht.

Zu 2: Die Untersuchungen sind weitgehend abgeschlossen. Der Schlussbericht soll im Laufe von 2005 veröffentlicht werden.

Zu 3: Die EMPA hat fünf Träger erhalten und führt Untersuchungen mit folgenden Teilzielen durch:

- Ermittlung der Spannung in Spanngliedern
- Biegeverstärkung mit schlaff aufgeklebten CFK-Lamellen
- Biegeverstärkung mit vorgespannt aufgeklebten CFK-Lamellen
- Biegeverstärkung eines geschädigten Trägers mit vorgespannten CFK-Lamellen

Zu 4: Das IS-BETON hat ebenfalls fünf Träger erhalten und führt Untersuchungen mit dem Ziel durch, den Schubwiderstand dieser sehr dünnen Stege festzustellen (t = 120 mm), deren Querschnitte noch durch das Vorhandensein von Spanngliedern Ø 60 mm in zu ermittelndem Ausmass geschwächt sind. Der Schlussbericht ist auf Anfang 2006 zu erwarten.

Zu 5: Beim Abbruch wurden sämtliche Hochpunkte der oben liegenden Spannglieder geöffnet und der Verfüllgrad mit zementösem Füllgut geprüft. Bei keinem der 78 Hochpunkte wurden nennenswerte Hohlräume gefunden.

In den vertikalen Trennschnitten, die sich jeweils etwa 1.50 m von den Hochpunkten entfernt befanden, wurden einzelne Hohlräume gefunden. Dieser Befund ist aber zu relativieren, weil beim Sägen der Querschnitte auch immer Teile des Zementsteins herausfallen können.

Gewonnene Erkenntnisse

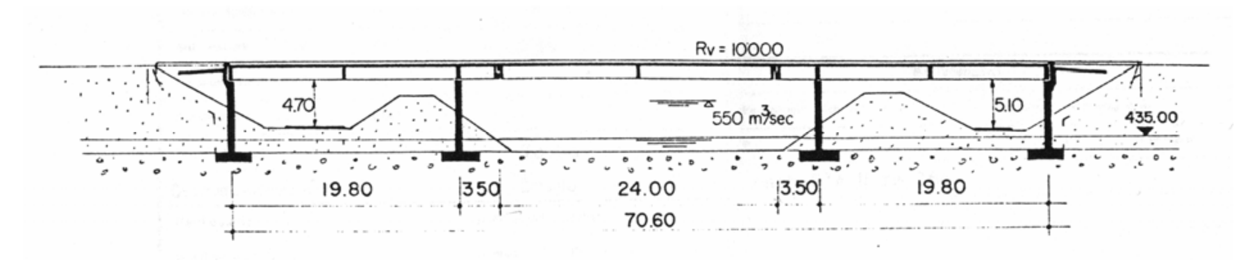
Eine abschliessende Beurteilung des abgebrochenen Brückenbaus ist zum jetzigen Zeitpunkt nicht möglich, da noch verschiedene Untersuchungen laufen. Immerhin kann festgestellt werden, dass der Zustand der untersuchten Spannglieder gut war.

Vorhandene Unterlagen

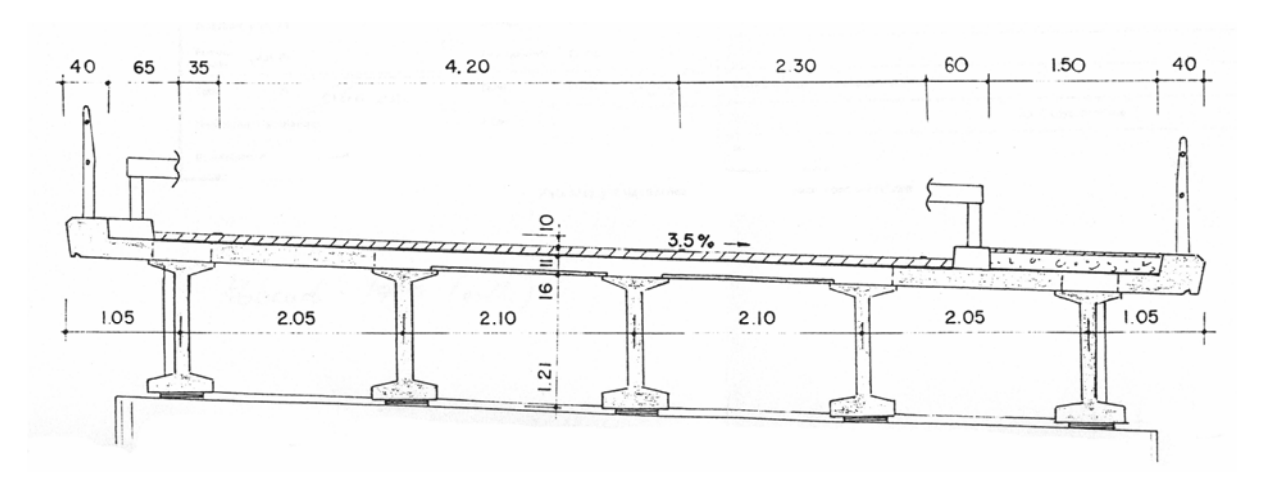
- Hugenschmidt, J. (2005): *Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Georadar-Ergebnissen auf Betonbrücken*; FA AGB 2000/553 ASTRA, VSS-Bericht Nr. 582, 163 pp.

Rampenbrücke A4 Flüelen UR 101

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Uri	**Objekt-Nr.:**	1.426.00
Baujahr:	1970	**Abbruch:**	Juni 1999
Bauwerksart:	(Im Spannbett vorfabrizierter) Gerberträger aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt	**Brückenalter:**	29 Jahre
Verkehrsträger:	A4 Rampe Flüelen–Luzern	**Abbruchgrund:**	Schäden und Mängel
Hindernis:	Reuss	**Brückenfläche:**	734 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt und Ansicht Stützenquerträger und Stützenkopf

Bauwerk

Die Rampenbrücke A4 Flüelen ist eine dreifeldrige Brücke mit Einhängeträger im Mittelfeld (Gerberträger). Sie ist ca. 70.6 m lang; die einzelnen Felder messen 19.8 m, 31,0 m und 19.8 m. Das Tragwerk wurde weitgehend aus vorfabrizierten Elementen erstellt. Es weist im Querschnitt fünf Längsträger auf, die Fahrbahnplatte aus Ortbeton ist schlaff bewehrt. Pfeiler und Widerlager sind flach fundiert. Die Träger wurden im Spannbettverfahren von der Firma Stahlton hergestellt. Zusätzlich zu den 90 Spannbettdrähten (Ø 6 mm) wurde ein Spannglied (BBRV 105, 2×1×105 t, 32 Drähte mit Ø 6 mm) parabelförmig über die Länge des Trägers eingebaut.

Abbruchgrund: Bei den Längsträgern, den Längsträger-Gelenkkonsolen, den Querträgern und der Fahrbahnplatte ist die Tragsicherheit teilweise ungenügend.

Abbruchvorgang

Die Träger wurden mit einem Kran herausgehoben. Die neue Brücke entstand parallel zur bestehenden und wurde dann quer verschoben.

Zustandserfassung vor Abbruch

Bei einer Zustandsuntersuchung im Jahr 1997 wurden folgende Mängel am Tragwerk festgestellt:

Die Bewehrungsdeckung des gesamten Überbaus ist ungenügend, die Karbonatisierungsfront hat die Bewehrung erreicht. Die Abdichtung der Fahrbahnplatte ist nicht rissüberbrückend und teilweise undicht. Die Fahrbahnübergänge sind defekt, stark korrodiert und undicht. Die Lager sind mehrheitlich stark korrodiert, die Lager beim Längsträger-Gelenk sind weder kontrollierbar noch auswechselbar (Fahrbahnplatte läuft fugenlos durch). Die Widerlager sind nicht begehbar, es ist nur ein unkontrollierbarer Fugenspalt vorhanden.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Im Rahmen einer Diplomarbeit am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich wurde mit zwei Bruchversuchen die Tragfähigkeit zweier Einhängeträger und insbesondere deren Trag- und Verformungsverhalten im Bereich des Gerbergelenks experimentell untersucht.

Gewonnene Erkenntnisse

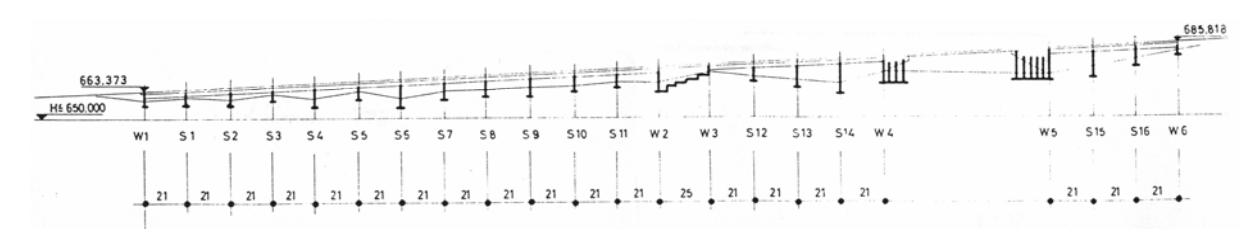
Aus dem Rissbild beider Versuche war zu erkennen, dass sich der Riss, der zum Versagen führte, unterhalb der ersten Aufhängebügel entwickelt hatte. Der Grund für dieses Verhalten kann die fehlende Endverankerung der Spannbettdrähte im Unterflansch sein. Zudem war ein Teil der Spanndrähte im Endauflagerbereich mit konstruktiven Mitteln bewusst ohne Verbund gehalten. Somit konnte sich das Druckfeld am Trägerende nicht abstützen und die Kraftübertragung auf die Aufhängebewehrung versagte.

Vorhandene Unterlagen

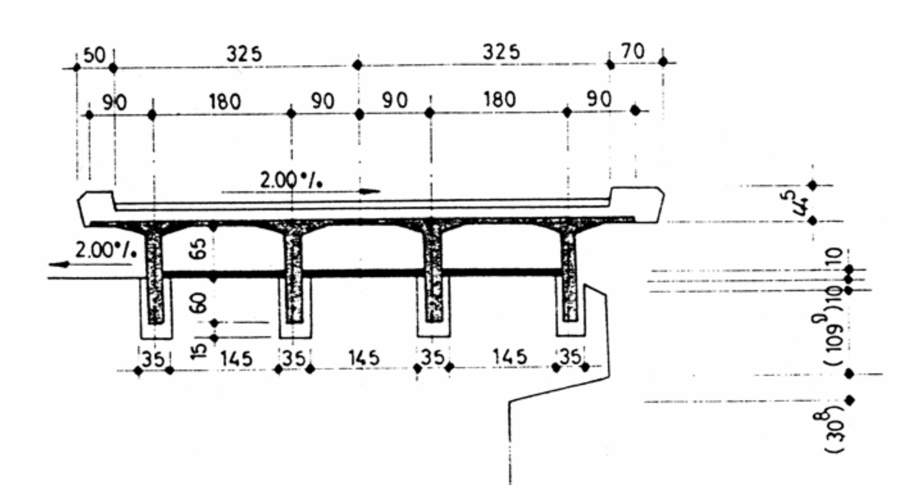
- Bargähr R.; Maag P. (1999): *Experimentelle Untersuchungen an Einhängeträgern – Untersuchung des Trag- und Verformungsvermögens*; Diplomarbeit, ETH Zürich, 45 pp.
- Plüss + Meyer Bauingenieure AG (1991): *Beurteilung des Ist-Zustandes Objekt 426: Reussbrücke N4 Rampe 300, Flüelen*; Zustandsbericht für Kunstbauten N2 Kanton Uri Gruppe 1, Luzern, pp. 80-85 mit Beilagen.

Lehnenviadukt Wassnerwald UR 102

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Uri	**Objekt-Nr.:**	1.406.00
Baujahr:	1968	**Abbruch:**	1998/99
Bauwerksart:	Drei Brücken; (im Spannbett vorgespannte) Einfeldträger aus Spannbeton, mehrfacher Plattenbalken	**Brückenalter:**	30/31 Jahre
Verkehrsträger:	Kantonsstrasse Altdorf–Gotthard	**Abbruchgrund:**	Schäden und Mängel
Hindernis:	Unwegsame Bergflanke	**Brückenfläche:**	2780 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt und Ansicht Stützenkopf

Bauwerk

Der Lehnenviadukt Wassnerwald besteht aus drei einzelnen Brücken. Sie sind 252 m, 84 m und 63 m lang. Die Spannweite der einzelnen Felder beträgt jeweils etwa 21 m. Der Querschnitt weist vier Längsträger auf, die Fahrbahnplatte ist schlaff bewehrt und über den Trägerstössen als Federplatte ausgebildet. Die Träger wurden im Spannbettverfahren von der Firma Stahlton hergestellt. Zusätzlich zu den Spannbettdrähten (effektiv 44, nach Plan 50 Drähte mit ∅ 6 mm, vierzehn Drähte mit ∅ 4 mm) enthielt jeder Träger ein parabelförmiges Spannglied (BBRV 105, 105 t, 32 Drähte mit ∅ 6 mm) über die ganze Länge.

Abbruchgrund: Infolge schadhafter Abdichtung sowie undichter Einlauftassen und Fahrbahnübergänge gelangte chloridhaltiges Oberflächenwasser an die Untersicht der Fahrbahnplatte. Von dort verteilte es sich entlang der Trägeruntersicht bis zu den Lagern und über die Pfeiler und Widerlagerwände. Dies führte in den Auflagerzonen der beiden äusseren Längsträgerketten und den darunter liegenden Pfeilerbereichen zu Chloridwerten im Bereich von Vorspannung und Bewehrung bis zu 2.5%, bezogen auf die Zementmasse. An der Bewehrung konnten aktive Korrosionserscheinungen festgestellt werden. Infolge dieser Korrosion war auch die Funktionstüchtigkeit der Lager der äusseren Längsträger grösstenteils eingeschränkt; sie konnten konstruktionsbedingt nicht ersetzt werden. Die Verbindung der einzelnen Felder zu längeren Brückenabschnitten durch die Fahrbahnplatte (sog. Federplatten) sowie die Lagerung der Trägerelemente auf allseitig beweglichen Gleitlagern in unzugänglichen

Nischen waren konstruktiv schwach ausgebildet. Die Tragsicherheit bezüglich Biegung und Schub gemäss aktuell gültigen Normen konnte nicht nachgewiesen werden.

Abbruchvorgang

Die Widerlager und Pfeiler wurden lokal instand gesetzt, der Überbau ersetzt. Dies geschah in einem Taktprogramm, das eine fortlaufende Demontage der bestehenden Brücke mit nachlaufender Pfeilerinstandsetzung und Erstellung des neuen Überbaus erlaubte. Für die Demontage wurde die bestehende Brücke längs der Elementstösse der Träger aufgefräst und mit den Portalkranen seitlich auf die Hilfsbrücke verschoben, verladen und abtransportiert. Während der Abbrucharbeiten wurde der Verkehr über die Hilfsbrücke geführt. Diese bestand aus Stahlfachwerkbindern und war flach fundiert.

Zustandserfassung vor Abbruch

Im Rahmen des Instandsetzungsprogramms für die Nationalstrasse A2 wurde 1993 eine Zustandserfassung durchgeführt. Sie bestand aus visueller Inspektion und Fotodokumentation, stichprobenweiser Ermittlung der Betondruckfestigkeit mittels Rückprallprüfung und Bestimmung des Chloridgehalts und der Karbonatisierungstiefe an Bohrkernen. Mit einer rechnerischen Überprüfung der Tragsicherheit wurde die Brücke gemäss aktuell gültigen Normen bezüglich Biegung und Querkraft beurteilt.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Beim Abbruch des Überbaus wurden keine Untersuchungen durchgeführt. Hingegen werden ausgebaute Brückenträger für folgende Forschungsprogramme verwendet:

1. Forschungsauftrag AGB 1999/163: "Schubwiderstand minimal verbügelter Balken";
   IBK, ETH Zürich; Prof. T. Vogel.

   Im Rahmen dieses Projekts wurden an vier ausgebauten Brückenträgern Bruchversuche im Massstab 1:1 durchgeführt.
2. Auftrag Kanton Uri; Untersuchungen zur Korrosion und zur elektrochemischen Chloridentfernung
   TBF Wildegg; Dr. F. Hunkeler.

   Dieses Projekt befasst sich mit Korrosionserscheinungen an der Vorspannung im Vergleich von Spanngliedern mit Spannbettdrähten, Korrosionsverhalten der Vorspannung ohne zusätzliche Chlorideinwirkung sowie Wirkung der elektrochemischen Chloridentfeuchtung auf den Spannstahl (Wasserstoffversprödung).

Gewonnene Erkenntnisse

Forschungsprojekt des IBK: Trotz verschiedener Belastungsanordnungen konnte an keinem der (unverstärkten) Versuchsträger ein Schubbruch vor dem zuverlässig vorhersagbaren Biegebruch erzeugt werden. Die gemäss aktuellen Normen ungenügende Tragsicherheit für Querkräfte konnte demnach nicht bestätigt werden.

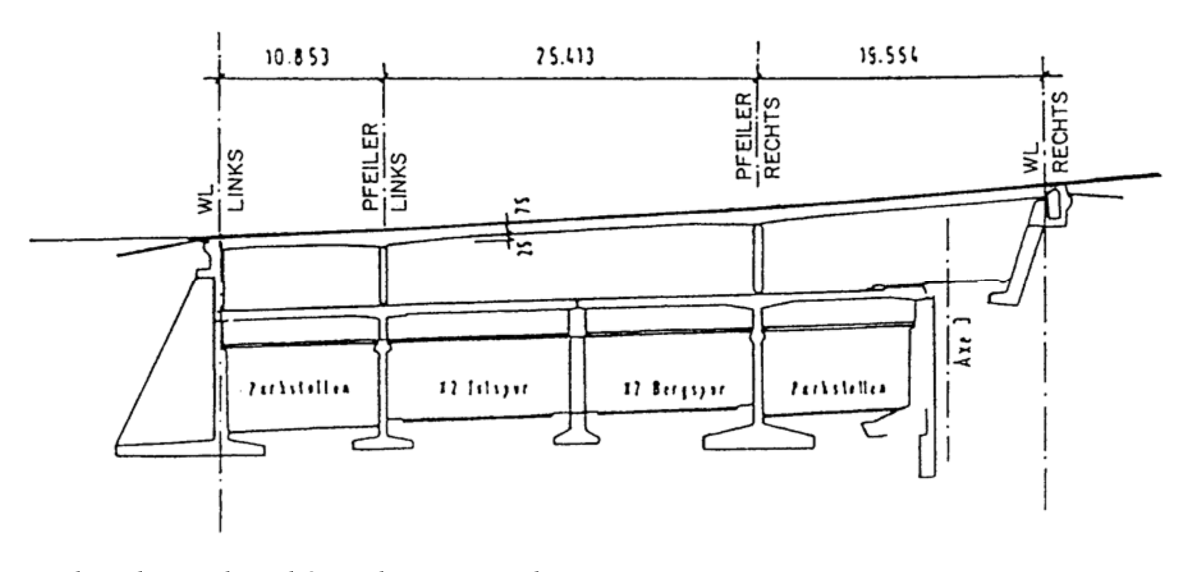
Das Forschungsprojekt des IBK führte zu einem Tragmodell, das die Ausnützung der offensichtlich vorhandenen Tragreserven erlaubt. Dieses ist in ein Nachweiskonzept für den angesprochenen Typ Träger eingebunden, das auch weitere konstruktive Details wie Auflagersicherungen, Umlenkungen von Spannungsfeldern durch Verbund und Wirksamkeit von Verstärkungsmassnahmen berücksichtigt und auf den Methoden der Plastizitätstheorie beruht.

Vorhandene Unterlagen

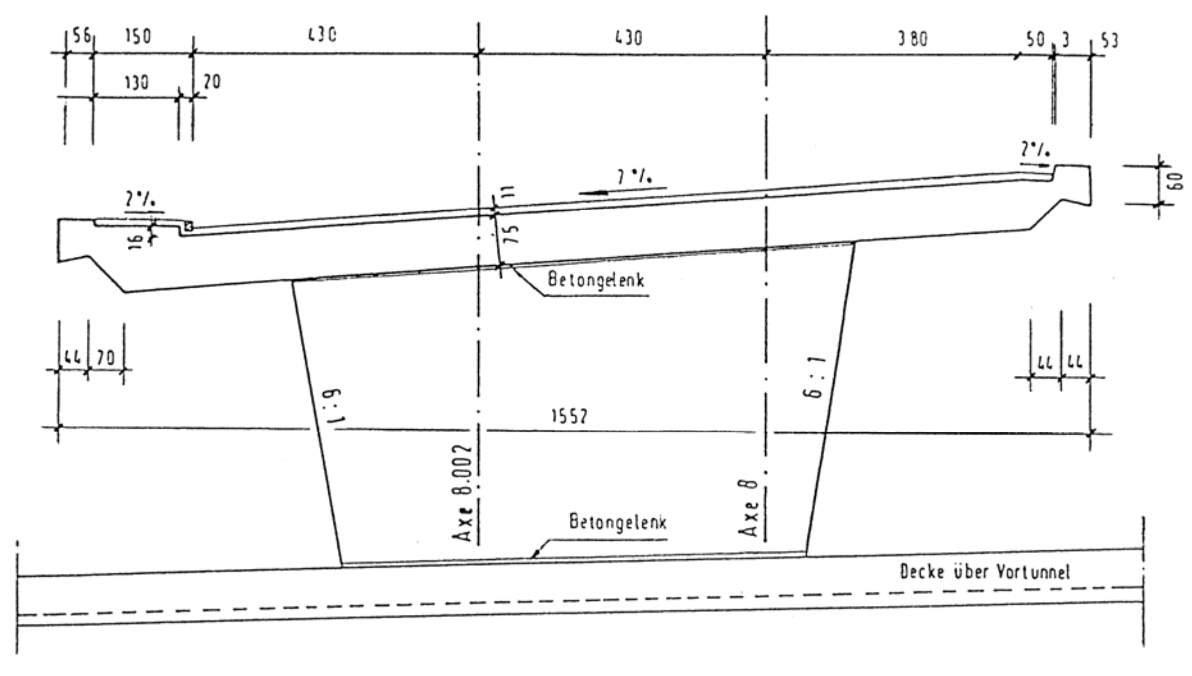
- Huber, H., Kropf, P. und Willi, J. (1999): *Viadukt Wassnerwald – Brückeninstandsetzung durch Teilersatz*, Schweizer Ingenieur und Architekt SI+A, Nr. 18/1999, pp. 369-374.
- Zwicky, D. und Vogel, T. (2000): *Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton*, IBK Bericht Nr. 258, ETH Zürich, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, Birkhäuser Basel, November 2000, 167 pp.
- Zwicky, D. und Vogel, T. (2002): *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Strassenbrücken*, Bericht Nr. 569, Eidg. Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen Bern, März 2003, 143 pp.

Brücke über Vortunnel UR 103

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Uri	**Objekt-Nr.:**	608
Baujahr:	1977/78	**Abbruch:**	2000
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt	**Brückenalter:**	22 Jahre
Verkehrsträger:	Kantonsstrasse Wassen–Göschenen	**Abbruchgrund:**	Neue Linienführung
Hindernis:	A2 Vortunnel Gotthard-Strassentunnel	**Brückenfläche:**	866 m^2



Längsschnitt der Brücke und Querschnitt Vortunnel



Brückenquerschnitt und Ansicht Pfeiler

Bauwerk

Die Strassenbrücke über den Vortunnel bei Göschenen ist als dreifeldrige, gekrümmte Plattenbrücke mit Spannweiten von 10.85, 25.41 und 19.55 m ausgebildet. Der horizontale Krümmungsradius liegt zwischen 45 und 50 m. Die Brückenplatte hat eine Stärke von 75 cm und inklusive Gehweg eine Gesamtbreite von 15.52 m. Zudem weist die Brücke ein Längsgefälle von 5.0 bis 8.0% sowie ein Quergefälle von 7.0% auf. Insgesamt befinden sich in Längsrichtung der Brückenplatte 23 Spannglieder der Firma Stahlton (BBRV Typ 240, 52 Ø 7 mm, V_0=238 t). In Querrichtung ist die Brücke nicht vorgespannt. Die Abdichtung zur Fahrbahn erfolgt über einlagig geklebte Polymerbitumenbahnen mit einer Stärke von 5 mm. Darüber befindet sich ein Asphalt-Bitumen-Belag (AB 25) mit Schichtstärke 8-9 cm.

Abbruchgrund: Als Folge der neuen Umfahrungsstrasse Göschenen und der damit verbundenen neuen Verkehrsführung wird die Brücke über den Vortunnel des Gotthard-Stassentunnels nicht mehr benötigt und abgebrochen.

Abbruchvorgang

Der Abbau der Brücke erfolgte mittels Hydraulikhammer und -beisser. Um die maximal zulässige Belastung der Deckenplatte des Vortunnels nicht zu überschreiten, durften die Betonbruchstücke nicht zu schwer sein und mussten regelmässig von der Decke entfernt werden. Während des Abbruchs traten keine Schwierigkeiten auf.

Zustandserfassung vor Abbruch

Betonoberflächen: An der Untersicht der Brückenplatte waren einige lokale Mörtelflickstellen sichtbar. An den Belagsentwässerungsröhrchen entstanden einige Wasserläufe, wodurch die schlaffe Bewehrung sichtbar zu korrodieren begann. An den beiden Stützenscheiben konnten rein optisch keine Schäden beobachtet werden.

Belag: Der Fahrbahnbelag war an zahlreichen Stellen gerissen. Die Randsteine des Gehwegs hatten sich beidseitig vom Belag gelöst und die Anschlussfugen des Belags an die Konsolköpfe waren durchwegs offen.

Entwässerung: Die Fahrbahn und der Gehweg wurden auf der Brückennordseite über drei Einlaufschächte entwässert. An der Unterseite des Konsolkopfes waren diese durch eine PE-Sammelleitung verbunden. Die Einlaufgarnituren aus Gussstahl zeigten starke Anrostungen. Wasserläufe an den Austrittsstellen der Verbindungsleitungen zwischen Einlauf und Sammelleitung wiesen auf Undichtigkeiten in diesem Bereich hin.

Fahrbahnübergang: Beim Widerlager auf der Ostseite war kein eigentlicher Fahrbahnübergang vorhanden, sondern die Trennfuge zwischen Brückenüberbau und anschliessendem Belagsaufbau war durch eine zweifache Bitumendichtungsbahn abgedichtet. Der sich darüber befindende Asphaltbelag war an dieser Stelle über die gesamte Brückenbreite gerissen. Beim beweglichen Fahrbahnübergang auf der Westseite sorgte ein Fingerübergang für die Verbindung, dessen Anschluss zum Belag jedoch undicht war und dadurch beim darunter liegenden Kontrollgang zu Feuchtstellen führte.

Lager: Die verwendeten Neoprene-Lager waren stellenweise stark korrodiert und das Mörtelbett wies zum Teil Ablösungen und Hohlstellen auf.

Stützen: Die beiden als Wandscheiben ausgestalteten Pfeiler hatten sowohl zur Brückenplatte als auch zur Decke des Vortunnels hin ein Betongelenk. Die beiden oberen Gelenke waren schadenfrei und beim Rückbau der unteren Gelenke konnten keine Anrostungen an der Gelenkbewehrung festgestellt werden.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Stahlbeton: Die Betonqualität kann an Hand der während des Abbruchs gemachten Beobachtungen als gut bezeichnet werden. Die Bewehrung war bis auf die bereits oben erwähnten, von aussen sichtbaren Korrosionsstellen ebenfalls in einem guten Zustand. Lediglich bei den Fahrbahnübergängen wurden Bewehrungsstäbe mit Lochfrasskorrosion festgestellt, wohl als Folge der ungenügenden Abdichtung.

Spannglieder: Alle geprüften Stellen der Spannglieder zeigten eine vollständige Zementinjektion, soweit erkennbar auch ohne Hohlräume oder Luftblasen. An keinem der freigelegten Hüllrohre konnten Korrosionsspuren ausgemacht werden mit Ausnahme von Hüllrohrstössen unter Abdichtungsbändern, welche jedoch noch aus der Bauzeit stammen dürften. An den Spanngliedern unterhalb der undichten Einläufe konnten ebenfalls keine Korrosionsspuren ausgemacht werden. Es konnten allerdings nicht bei allen Einlaufschächten Kontrollen durchgeführt werden. Als minimale Betonüberdeckung der Spannglieder im Hochpunkt wurden 75 mm gemessen. Die genaue Prüfung von drei Hochpunktentlüftungen über der Stütze West liess keine Mängel erkennen.

Verankerungen: Von den insgesamt 23 beweglichen Verankerungen konnten nur zwei geprüft werden, welche sich jedoch in einem guten Zustand zeigten. Die zwölf am Ende der Brückenplatte angeordneten festen Verankerungen zeigten sich ebenfalls in einem guten Zustand. Die übrigen elf festen Verankerungen waren in der Brückenplatte im Bereich der Stütze Ost positioniert und konnten nicht eingesehen werden.

Fahrbahnübergänge: Der Fingerübergang auf der Westseite der Brücke zeigte nach dem Ausbau partiell starke Anrostungen. Im Bericht der Hauptinspektion von 1994 ist erwähnt, dass Belagsablösungen und Belagsausbrüche zu Undichtigkeiten beim Fahrbahnübergang geführt haben. Diese Undichtigkeiten bewirkten dann auch die Korrosionsschäden im Umfeld von Brückenplatte, Querträger, Neoprene-Lager und Widerlagerwand.

Gewonnene Erkenntnisse

Die Belagsentlüftungsröhrchen wiesen an der Brückenuntersicht keine Abtropfnase auf, wodurch es an diesen Stellen durch chloridhaltiges Wasser zu lokal sehr starken Korrosionserscheinungen und damit verbundenen Betonabplatzungen kam.

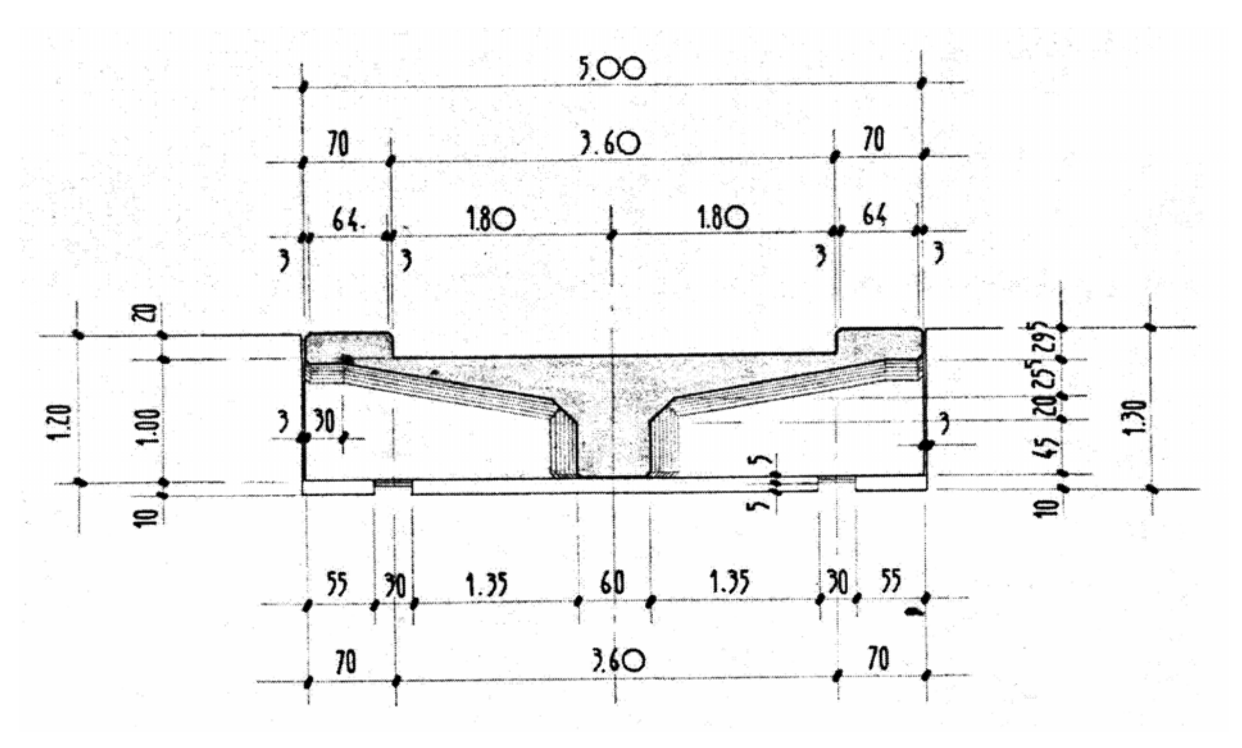
Die Spannglieder, welche durch die Hauptinspektion 1994 nicht erfassbar waren, zeigten sich in einem guten Zustand. Die Verpressung mit Injektionsmörtel war vollständig und auch an den Kabelhochpunkten waren keine Lufteinschlüsse auszumachen. Korrosionsspuren an Spanngliedern konnten nicht entdeckt werden. Die Hüllrohre waren ebenfalls in einem guten Zustand und zeigten keine Anzeichen von Korrosion.

Vorhandene Unterlagen

- TFB (2002): *BW 608 (A2) Brücke über Vortunnel Göschenen*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, 60 pp.
- Tiefbauamt Kanton Uri (1994): *BW 608 Brücke über Vortunnel*; Phase 1, Hauptinspektion 1994, Altdorf, 23 pp.

Schluochtbrücke Eggerberg VS 101

Bauherr:	Baudepartement des Kantons Wallis	**Objekt-Nr.:**	482 301
Baujahr:	1963	**Abbruch:**	März 2000
Bauwerksart:	Einfeldträger aus Spannbeton, Plattenbalken	**Brückenalter:**	37 Jahre
Verkehrsträger:	Kantonsstrasse Visp–Eggerberg	**Abbruchgrund:**	Schäden und Mängel
Hindernis:	Runse	**Brückenfläche:**	111 m^2



Feldquerschnitt und Ansicht Endquerträger

Bauwerk

Die Schluochtbrücke ist ein einstegiger Einfeldträger mit 22.25 m Spannweite. Die Fahrbahnplatte ist schlaff bewehrt, im Steg sind sechs Spannglieder (BBRV 144, 44 Drähte mit ∅ 6 mm) parabelförmig eingelegt. Deren Verankerung befindet sich in Nischen in der Fahrbahnplatte.

Abbruchvorgang

Talseitig wurde eine neue Stützmauer gebaut und dann teilweise hinterfüllt. An der Stützmauer wurden mehrere temporäre Stahlbetonkonsolen angebracht, die Brücke konnte somit auch in Querrichtung Last abtragen. Die Brücke wurde mit Betonbeisser und Hydraulikhammer längs abgebrochen. Beim Abbruch traten keine Probleme auf.

Zustandserfassung vor Abbruch

Das Tragwerk wies gravierende Mängel auf, die das Tragverhalten beeinträchtigten. Die Betongelenke waren völlig schadhaft, die Stahlplattenlager stark beschädigt. Die Sinterstellen und nassen Bereiche an der Plattenuntersicht waren auf die fehlende Abdichtung zurückzuführen.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Hüllrohre: Zumeist keine Rostspuren, vereinzelt Rostpunkte und Rostflächen.

Spannglieder: Der Spannstahl war grösstenteils blank, bei ankorrodiertem Hüllrohr wiesen auch die Spanndrähte Rostpunkte auf.

Verankerung: Direkt hinter der Stützmutter weisen die Spanndrähte Rostflecken auf. Im Abstand von ca. 30 cm sind nur noch wenige Rostpunkte sichtbar, z. T. sind die Spanndrähte blank. Das bedeutet, dass keine Längsläufigkeit des Wassers auftrat. Die Ankerplatten sind z. T. vollständig rostig und weisen geringen Materialabtrag auf. Die Trompeten und Spiralen weisen wenige Rostpunkte auf.

Ein Schnitt hinter der Trompete zeigte eine vollständige Injektion.

Gewonnene Erkenntnisse

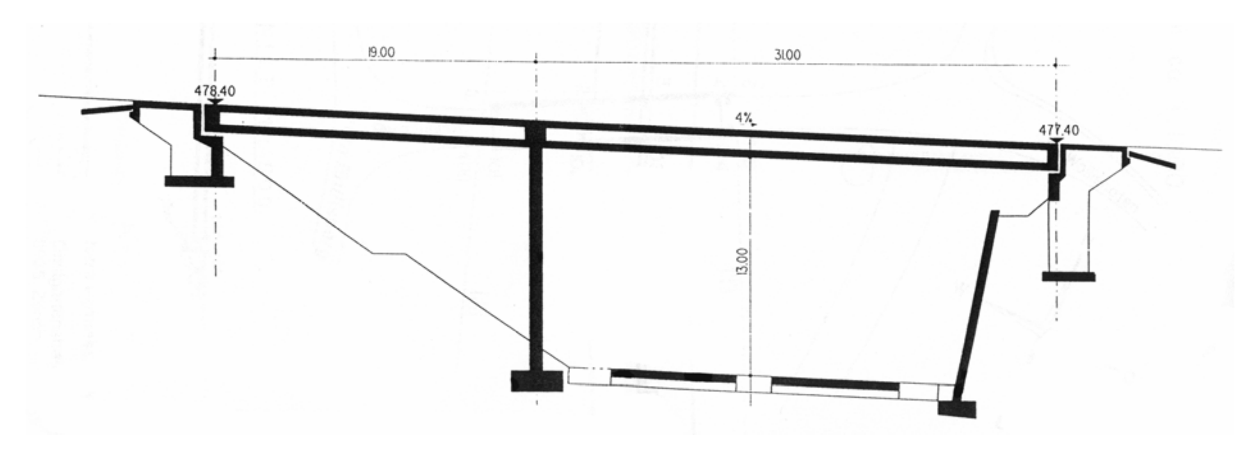
Die Spannglieder in der Fahrbahnplatte, welche keine Abdichtung aufweist, zu verankern hat sich nicht bewährt.

Vorhandene Unterlagen

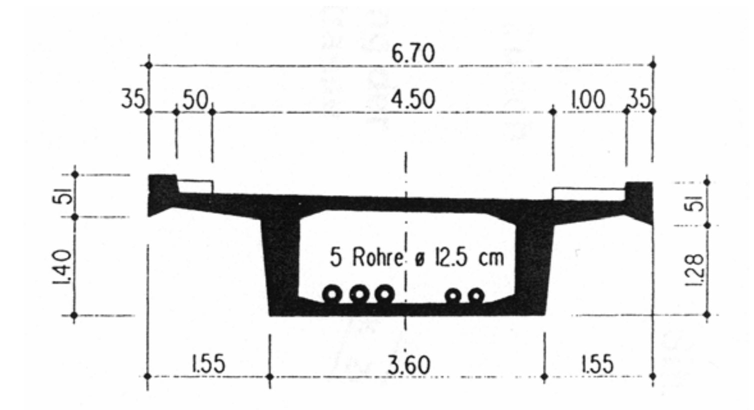
- Köhler W. (2000): *Schluochtbrücke Eggerberg*; Zustandserfassung und Zustandsbeurteilung beim Brückenabbruch, Institut für Baustatik und Konstruktion, Zürich, 70 pp.

Überführung Paradiesstrasse ZH 102

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich	**Objekt-Nr.:**	0261-41
Baujahr:	1968	**Abbruch:**	April 1999
Bauwerksart:	Zweifeldträger aus Spannbeton, einzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	31 Jahre
Verkehrsträger:	Strasse III. Klasse (Paradiesstrasse)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	A3 Zürich–Chur	**Brückenfläche:**	335 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Die Überführung Paradiesstrasse ist eine 50 m lange Stahlbetonbrücke mit Kastenquerschnitt. Der Zweifeldträger weist Spannweiten von 19.0 und 31.0 m auf. Die Stege sind vorgespannt mit je drei Spanngliedern BBRV 237 (2 × 3 × 237 t, 55 Drähte ∅ 7 mm). Der Brückenträger ist monolithisch mit der Stütze verbunden. Die Fahrbahnplatte weist ein durchgehendes Längs- und Quergefälle auf, der Brückenbelag besteht aus 6 cm Gussasphalt.

Abbruchgrund: Im Bereich des Einschnitts Entlisberg wird die A3 mit einem Tagbautunnel überdeckt. Die Überführung Paradiesstrasse wurde abgebrochen, weil die Mittelstütze im Bereich des zukünftigen Tunnelbauwerks lag.

Abbruchvorgang

Die Brücke wurde an einem Wochenende bei Vollsperrung der Autobahn mit Hydraulikgreifern und -beissern abgebrochen. Der Belag der Autobahn wurde mit einem Kiesbett geschützt. Aus Stabilitätsgründen wurden die Kastenstege möglichst lange in Funktion gehalten und der Betonquerschnitt um die Spannglieder herum abgebrochen. Nach dem Steifigkeitsverlust im verbliebenen Kastensteg des grösseren Feldes bildete die Vorspannung mit den Resten des Betonstegs ein Zugband. Der Abbruch konnte ohne nennenswerte Schwierigkeiten durchgeführt werden.

Zustandserfassung vor Abbruch

Der Brückenbelag, die Betonoberflächen und die Fahrbahnübergänge waren visuell beurteilt in einem guten Zustand. Die Stahlplatten und -rollen am beweglichen Lager wiesen Rostspuren auf.

Gesamthaft beurteilt war das Objekt in einem guten Zustand.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Spannsystem: Die Inspektion beim Abbruch konzentrierte sich auf die Elemente der Vorspannung.

An den Spanndrähten wurden örtlich Spuren von Flugrost gefunden. Es wurden keine dunklen Rostbildungen und keine Löcher in der Drahtoberfläche gefunden. An den aufgestauchten Spanndrahtköpfen, insbesondere bei den aufgefächerten festen Verankerungen, wurden örtlich stärkere Rostspuren, teils mit Materialablösungen und kleinen Vertiefungen und Löcher beobachtet. An der Verankerungsplatten und -rohren, den Spiralbewehrungen und Montagestäben wurden örtlich stärkere Rostspuren entdeckt.

Generell sind die angetroffenen Korrosionseinflüsse auf den Elementen der Vorspannung als nicht gravierend zu beurteilen.

Gewonnene Erkenntnisse

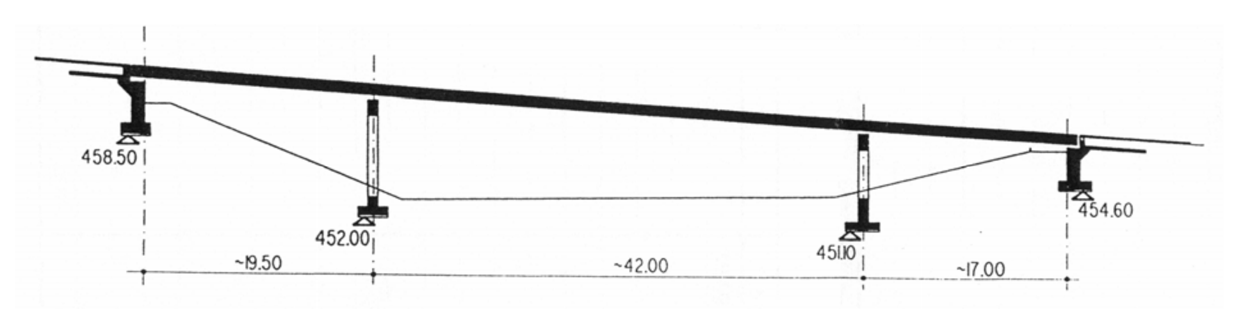
Der Gesamteindruck in konstruktiver und materialtechnischer Hinsicht darf unter Voraussetzung der dann zumal bekannten und praktizierten Brückenbau- und Vorspanntechnik als gut beurteilt werden.

Vorhandene Unterlagen

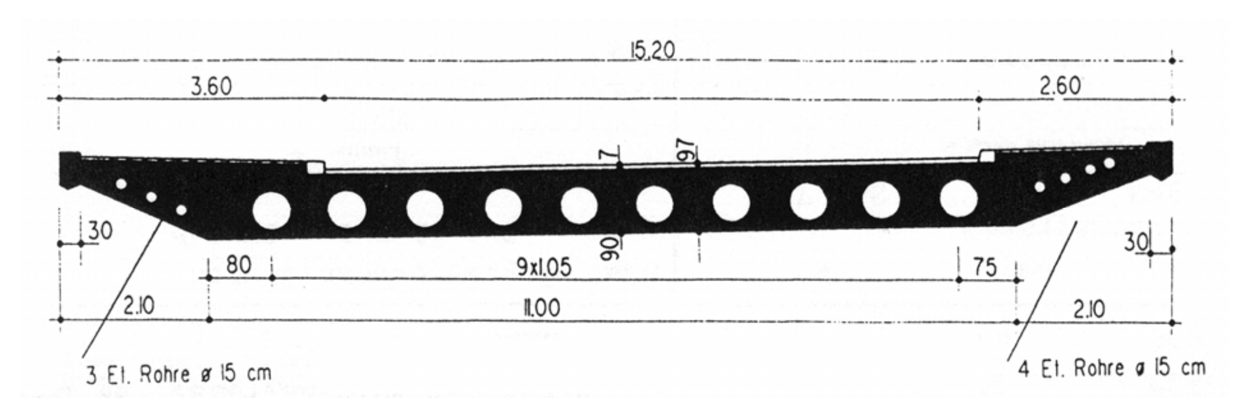
- Emch + Berger AG (1999): Brückenabbruch Paradiesstrasse, Gustav-Heinrich-Weg, Hesenlooweg; Zürich, 32 pp.

Überführung Butzenstrasse ZH 103

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich	**Objekt-Nr.:**	0253-38
Baujahr:	1965	**Abbruch:**	November 2002
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, Querschnitt mit Hohlkörpern	**Brückenalter:**	37 Jahre
Verkehrsträger:	Strasse 2. Klasse (Butzenstrasse)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A3, Zürich–Sargans	**Brückenfläche:**	1193 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Bei der Überführung Butzenstrasse handelt es sich um eine schief gelagerte, gekrümmte, dreifeldrige Plattenbrücke. Die Gasamtlänge von 78.5 m setzt sich aus der Hauptspannweite von 42.0 m und den beiden Randfeldern von 17.0 respektive 19.5 m zusammen. Die Plattendicke beträgt 90 cm und beinhaltet insgesamt zehn über den Querschnitt verteilte Cofratol-Rohre mit Ø 40 cm. Die Vorspannung des Hauptfelds besteht aus 49 Spanngliedern vom Typ BBRV 237 t. Die Widerlager und die beiden Stützenreihen à je vier Pfeiler sind auf Streifenfundamenten fundiert.

Abbruchgrund: Im Rahmen der Westumfahrung Zürich (N4, N20) wird im Bereich des Verkehrsdreiecks Zürich-Süd die vierspurige N3 zwischen Zürich–Wollishofen und Zürich–Brunau wegen der Zufahrtsrampen zum und vom Uetlibergtunnel auf sechs Spuren (plus zwei Standspuren) ausgebaut. Bedingt durch diese Verbreiterung der N3 wurde die Überführung neu erstellt, und die alte Brücke musste abgebrochen werden.

Abbruchvorgang

Für die Abbrucharbeiten wurde die Autobahn über ein Wochenende während 55 Stunden gesperrt. Als Vorarbeit wurden die Leitschranken, Werkleitungen, Fahrbahn- und Gehwegbeläge entfernt. Der eigentliche Abbruch mit Betonbeissern und Abbauhämmern begann an den Kragplatten des Mittelfelds. Dabei wurden die Kragplatten sowohl von der Autobahn als auch von der Brückenplatte aus abgebrochen. Nachdem die Kragplatten über die

ganze Brückenlänge abgebrochen waren, wurde der verbliebene Streifen der Brückenplatte von der Autobahn aus abgebrochen. Zum Schluss wurden die Stützen und Widerlager abgebrochen.

Zustandserfassung vor Abbruch

Die Inspektion an der Brückenuntersicht Seite Leimbach zeigte keine Flickstellen. Die Lager auf den Stützen Seite Leimbach wiesen, soweit sie einsehbar waren, bis auf kleinere Rostflecke keine Schäden auf. Es waren visuell keine Schäden an der Brückenkonstruktion sichtbar.

Der Belag war bis zum Zeitpunkt der Begehung nur zum Teil abgebrochen worden. Im Gehwegbereich wurde eine Schichtdicke von 20-35 mm (Soll = 25 mm) gemessen. Ein Probenstück aus dem Fahrbahnbereich wies eine Stärke von 130 mm (Soll = 70 mm) auf.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Beton und Bewehrung: Die untersuchten Betonbruchstücke zeigten ein gleichmässiges Gefüge aus Zement und Zuschlag. Die am Konsolkopf gemessene Überdeckung betrug ca. 30 mm. Die Bewehrungsstäbe wiesen keine Korrosionsstellen auf. Selbst die kräftige Querbewehrung der Fahrbahnplatte aussen im Randfeld Wollishofen, bei welcher in einer Zone von mehreren m^2 eine Überdeckung von nur ca. 3 mm gemessen wurde, zeigte keinerlei Rostspuren.

Vorspannung: Die Hüllrohre waren aus Blech und wiesen vereinzelt leichten Rostansatz innen wie aussen auf. An vereinzelten Punkten war eine genauere Kontrolle möglich und es zeigte sich, dass die Hüllrohre auch in den Hochpunktlagen vollständig mit Injektionsgut verfüllt waren. Die während des Abbruchs freigelegten und untersuchten Spanndrähte wiesen keine Korrosion auf. Die Verankerungen zeigten ebenfalls keine Spuren von Rost, auch waren die Hüllrohre vollständig mit Injektionsgut verfüllt.

Cofratol-Rohre: Die zur Gewichtsreduktion im Bereich der Fahrbahn in die Platte eingelegten Cofratol-Rohre wiesen einige Roststellen auf. In einzelnen Fällen war das Blech durchgerostet.

Gewonnene Erkenntnisse

Die aus Blech bestehenden Cofratol-Rohre waren zwar zum Teil durchgerostet, dies hatte jedoch auf die umgebenden Bewehrungen und Spannkabel keine negativen Auswirkungen.

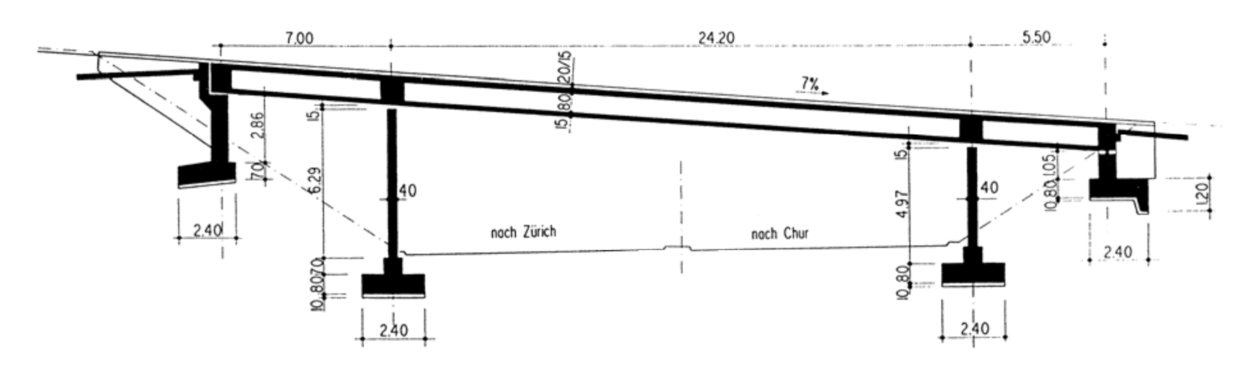
Durch die noch funktionstüchtige Abdichtung der Fahrbahn waren selbst Bewehrungsstäbe mit nur 3 mm Betonüberdeckung vor Korrosion geschützt.

Vorhandene Unterlagen

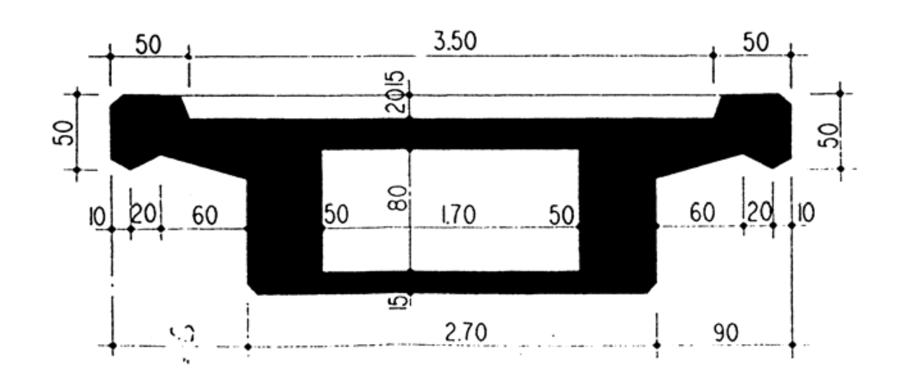
- ACS Partner (2002): *Überprüfungsbericht ZEBRA*; Nr. 0261-38.10001, Zürich, 17 pp.

Überführung Hesenlooweg ZH 104

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich	**Objekt-Nr.:**	0261-39
Baujahr:	1967	**Abbruch:**	April 1999
Bauwerksart:	Vorgespannte Stahlbetonbrücke, Dreifeldträger, Hohlkastenquerschnitt	**Brückenalter:**	32 Jahre
Verkehrsträger:	Strasse III. Klasse (Fussgängerbrücke)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A3, Zürich–Sargans	**Brückenfläche:**	165 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Die Überführung Hesenlooweg ist eine ca. 36.7 m lange Stahlbetonbrücke mit Kastenquerschnitt. Der Dreifeldträger weist Spannweiten von 7.0, 24.2 und 5.5 m auf. Die Stege sind vorgespannt mit je zwei Spanngliedern BBRV 180 (2 × 2 × 180 t, 55 Drähte mit ∅ 6 mm). Der Brückenträger ist mittels Stahlkipplagern auf den Stützen gelagert. Die Fahrbahnplatte weist ein konsequentes Längs- und Quergefälle auf, der Brückenbelag ist mit 3 cm Gussasphalt ausgeführt. 1987 wurden die Lager des Widerlagers Nord ersetzt sowie die Fahrbahnübergänge repariert.

Abbruchgrund: Im Bereich des Einschnitts Entlisberg wird die A3 mit einem Tagbautunnel überdeckt. Die Überführung Hesenlooweg wurde abgebrochen, weil sie dem neuen Lichtraumprofil nicht mehr genügte.

Abbruchvorgang

Das Vorgehen beim Abbruch war analog zu demjenigen der Überführung Paradiesstrasse (ZH 102). Nach dem Steifigkeitsverlust im Mittelfeld bildete die Vorspannung eine Seillinie mit den Querschnittsresten. Diese Abbruchmethode eignet sich ist sehr gut für diese Art Querschnitt.

Zustandserfassung vor Abbruch

Belag: Im Belag und insbesondere im Bereich der Fahrbahnübergänge sind Risse erkennbar.

Fahrbahnübergänge: Die Fugenübergänge selbst sind undicht.

Betonoberfläche: Im Bereich der Einbindung der Aluminium-Geländerpfosten sind Feuchtigkeitsspuren erkennbar. Im Bereich der westlichen Stütze sind an der unteren Kastenplatte Betonabplatzungen und die darunter liegende Bewehrung mit Korrosionsspuren erkennbar. Ansonsten ist die Betonoberfläche visuell beurteilt in gutem Zustand.

Gesamthaft beurteilt ist das Objekt in einem guten Zustand.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Spannsystem: Die Inspektion beim Abbruch konzentrierte sich wie bei der Überführung Paradiesstrasse (ZH 102) auf die Elemente der Vorspannung. Analog zu jener Brücke ist die auch hier angetroffene Korrosion an den Elementen der Vorspannung als nicht gravierend zu beurteilen.

Gewonnene Erkenntnisse

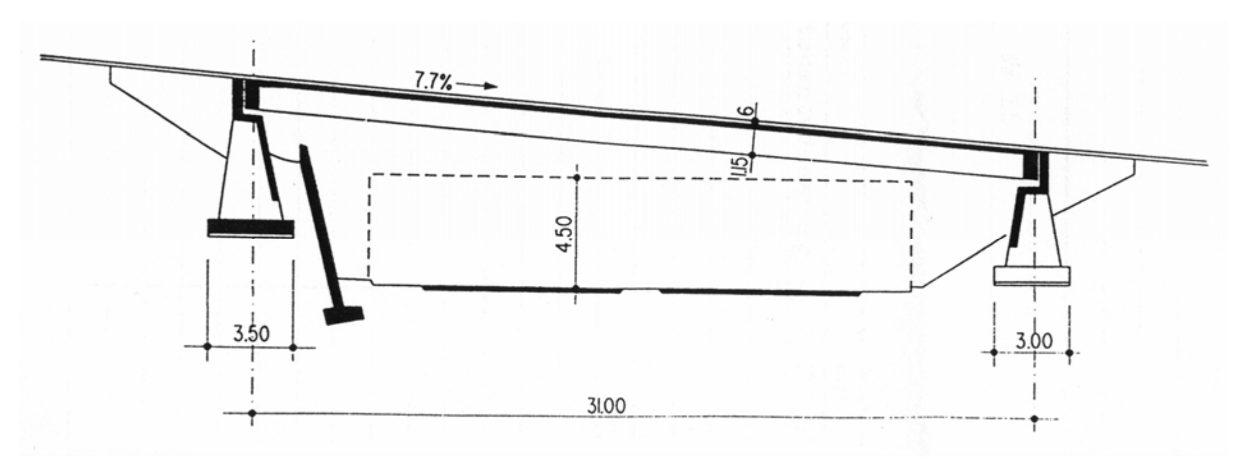
Der Gesamteindruck in konstruktiver und materialtechnischer Hinsicht darf unter Voraussetzung der dann zumal bekannten und praktizierten Brückenbau- und Vorspanntechnik als gut beurteilt werden.

Vorhandene Unterlagen

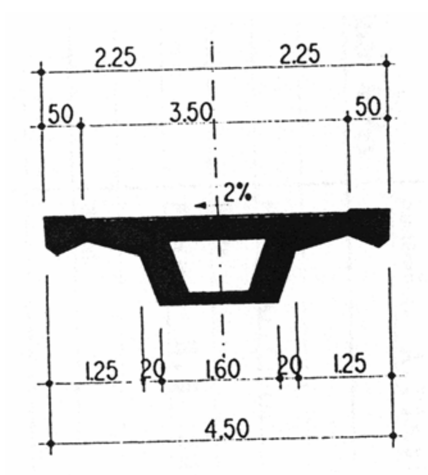
- Emch + Berger AG (1999): *Brückenabbruch Paradiesstrasse*, *Gustav-Heinrich-Weg, Hesenlooweg*; Zürich, 32 pp.

Überführung Gustav-Heinrich-Weg ZH 105

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich	**Objekt-Nr.:**	0261-40
Baujahr:	1968	**Abbruch:**	April 1999
Bauwerksart:	Einfeldträger aus Spannbeton, einzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	31 Jahre
Verkehrsträger:	Strasse III. Klasse (Gustav-Heinrich-Weg)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A3, Zürich–Sargans	**Brückenfläche:**	143 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Die Überführung Gustav-Heinrich-Weg ist eine ca. 31 m lange einfeldrige Stahlbetonbrücke mit Kastenquerschnitt. Die Stege sind vorgespannt mit je drei Spanngliedern BBRV 237 (2 × 3 × 237 t, 55 Drähte mit ∅ 7 mm). Die Fahrbahnplatte weist ein durchgehendes Längs- und Quergefälle auf, der Brückenbelag ist mit 6 cm Gussasphalt ausgeführt. 1991 wurden Bohrarbeiten für die Hohlkastenentwässerung durchgeführt.

Abbruchgrund: Im Bereich des Einschnitts Entlisberg wird die A3 mit einem Tagbautunnel überdeckt. Die Überführung Gustav-Heinrich-Weg wurde abgebrochen, weil der Brückenträger im Bereich des zukünftigen Tunnelbauwerkes lag.

Abbruchvorgang

Das Abbruchvorgehen war analog zu demjenigen der Überführung Paradiesstrasse (ZH 102). Bei dieser Brücke stürzte der Brückenträger jedoch etwas verfrüht ein, eventuell infolge der grossen Längsneigung (7.7%) oder des kotenmässig höher gelegenen beweglichen Lagers.

Zustandserfassung vor Abbruch

Im Belag sind über weite Bereiche deutliche Querrisse erkennbar. An der unteren Kastenplatte sind zwischen der westlichen Luke und dem westlichen Widerlager Wasserlaufspuren erkennbar. Ansonsten sind die Betonoberfläche und die Fahrbahnübergänge visuell beurteilt in gutem Zustand.

Gesamthaft beurteilt ist das Objekt in einem guten Zustand.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, vorhandene Schäden

Spannsystem: Die Inspektion beim Abbruch konzentrierte sich wie bei der Überführung Paradiesstrasse (ZH 102) auf die Elemente der Vorspannung. Analog zu jener Brücke ist die auch hier angetroffene Korrosion an den Elementen der Vorspannung als nicht gravierend zu beurteilen.

Gewonnene Erkenntnisse

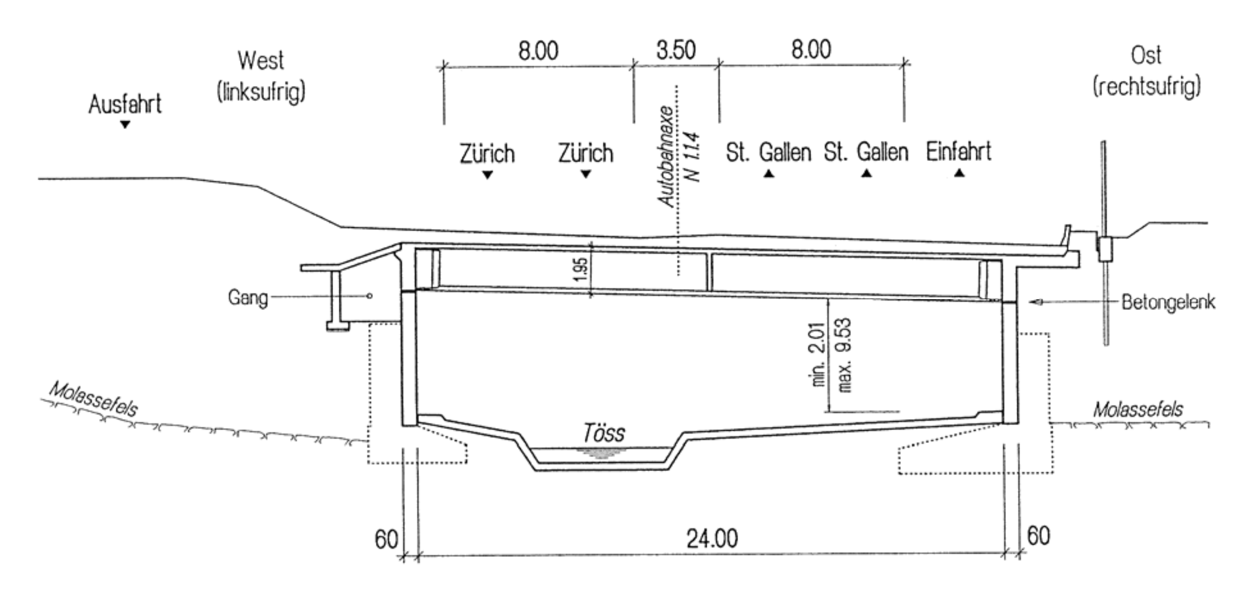
Der Gesamteindruck in konstruktiver und materialtechnischer Hinsicht darf unter Voraussetzung der dann zumal bekannten und praktizierten Brückenbau- und Vorspanntechnik als gut beurteilt werden.

Vorhandene Unterlagen

- Emch + Berger AG (1999): Brückenabbruch Paradiesstrasse, Gustav-Heinrich-Weg, Hesenlooweg; Zürich, 32 pp.

Überdeckung Töss ZH 107

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich	**Objekt-Nr.:**	BW 9 A 1.1.4
Baujahr:	1965/66	**Abbruch:**	1997-1999
Bauwerksart:	Brücke auf Wanne aus Spannbeton, aufgelöster Querschnitt	**Brückenalter:**	31 Jahre
Verkehrsträger:	Nationalstrasse A1 Zürich–St. Gallen	**Abbruchgrund:**	Schäden und Mängel
Hindernis:	Töss	**Brückenfläche:**	9600 m^2



Querschnitt durch das Gerinne und Ansicht Brückenträger

Bauwerk

Beim Bau der Autobahn wurde die Töss aus Platzgründen lokal in ein Gerinne verlegt und auf 300 m Länge mit 165 vorfabrizierten, vorgespannten Betonträgern überdeckt. Die Trägerspannweite beträgt 24.6 m, die Trägerhöhe 1.75 m. Im nur 12 cm dicken Trägersteg sind drei konventionelle Spannglieder mit einer initialen Spannkraft von 2 × 144 t und 1 × 105 t untergebracht. Einige Spannglieder waren z. T. ein bis zwei lang Jahre nicht injiziert, da sie erst nach dem Einbau voll gespannt wurden. Die Träger wurden durch eine Ortbeton-Fahrbahnplatte (Deckenelement und Dilatationsplatte) verbunden.

Abbruchgrund: Vernässungen, Chloridinfiltrationen, Korrosion der Bewehrungen, minimale Flanschstärken, ungenügende Bewehrungsüberdeckungen und Spreizkräfte führten zu Tragwerksschäden. Ausserdem war der Schubwiderstand ungenügend. Ein Ersatz wurde bezüglich Ausführungsrisiko, Kostenunsicherheit, Restnutzungsdauer und künftigem Unterhaltsaufwand günstiger beurteilt als alle untersuchten Instandsetzungsvarianten.

Abbruchvorgang

Wegen extremer Druckspannungen in den Untergurten der Elementträger nach deren teilweiser Entlastung und Abstützung auf der provisorischen Mittelwand mussten vor dem Durchtrennen von Elementträgern und Deckenplatte gezielte Entlastungsbohrungen und Trennschweissungen durch Teile der Spannbewehrung geführt werden. Beim Abbruch traten keine grösseren Probleme auf.

Zustandserfassung vor Abbruch

1993/94 wurde eine Zustandserfassung durchgeführt. Als dominierende Schadenursache wurden die undichten Dilatationsfugen in Kombination mit der Bauwerksgeometrie eruiert. Bei Regen drang Wasser durch Belag und Koffer und hierauf durch die undichten Dilatationsfugen. Es floss teils entlang der Oberflansche, teils nach Ver-

nässung der Stege entlang der Unterflansche, in Richtung rechtsufriges Widerlager. Vernässungen, Chloridinfiltrationen, minimale Flanschstärken, ungenügende Bewehrungsüberdeckung und Spreizkräfte sowie Längsrisse vertikal und horizontal waren wesentliche Ursachen für die Schäden an den Elementträgern.

In einem von zwei Sondierfenstern in Bereichen stark negativer Potenziale wurde Lochfrass an den Spanndrähten angetroffen.

Die statischen Analysen unbeschädigter Elementträger zeigten eine knappe Schubtragfähigkeit und sehr beschränkte Duktilität der Elementträger in den Randbereichen.

Die Auflagersicherung der Dilatationsplatten war absolut ungenügend, so dass umgehend Sicherheitstraversen eingebaut wurden.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, vorhandene Schäden

Schlaffstahl: Die schlaffe Bewehrung war bei 40% der Elementträgerstege angrenzend an die Dilatationsfugen durch Lochfrass zu 50 - 100% wegkorrodiert. Bei den trockenen Elementträgern wurden keine relevanten Korrosionsschäden beim Betonstahl gefunden.

Spanndrähte: Es wurde Lochfrass, aber keine Spannungsrisskorrosion festgestellt. Es wurde keine Veränderung der mechanischen Eigenschaften an nicht korrosionsgeschädigten Spanndrähten festgestellt. Bei Querschnittsverminderungen wurden entsprechende Abminderungen der Festigkeit beobachtet.

Karbonatisierungstiefen: Die Karbonatisierungstiefen waren auf der nassen Seite der Stege deutlich tiefer als auf der trockenen Seite.

Gewonnene Erkenntnisse

Visuelle Untersuchungen: Wird ein Korrosionsschaden durch von aussen eindringendes, chloridhaltiges Wasser verursacht, sind höchstwahrscheinlich Anzeichen an der Bauteiloberfläche sichtbar.

Potenzialmessungen: Bei sehr dünnen Bauteilen mit einer sehr stark geschwächten Seite kann die Potenzialfeldmessung zur Beurteilung der "besseren" Seite nur beschränkt angewandt werden. Die Bestimmung der GrenzPotenziale ist dort sehr schwierig bis unmöglich.

Korrosionschemische Untersuchungen: Die Untersuchungen der EMPA ergaben einen möglichen Korrosionsangriff bereits vor der Injektion der Spannglieder. Diese Beurteilung basiert v. a. auf dem Befund, dass wohl Korrosion an den Spanndrähten, aber keine Chloride bzw. nur sehr geringe Gehalte in den Hüllrohren drin gefunden wurden.

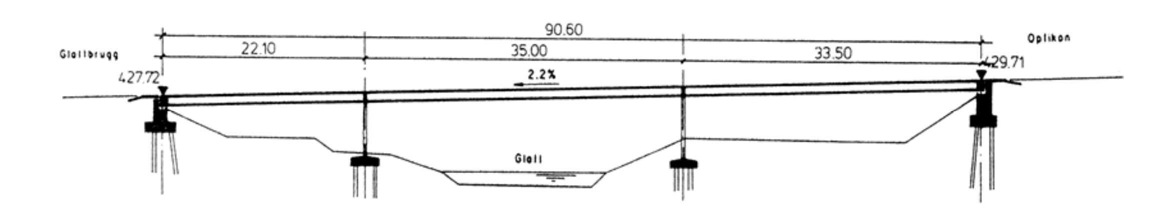
Impact-Echo-Methode: Hohlstellen im Injektionsgut wurden nicht gefunden. Dabei ist anzumerken, dass wahrscheinlich keine vorhanden waren. Die vorhandenen inneren Risse in den Trägern konnten nicht festgestellt werden.

Vorhandene Unterlagen

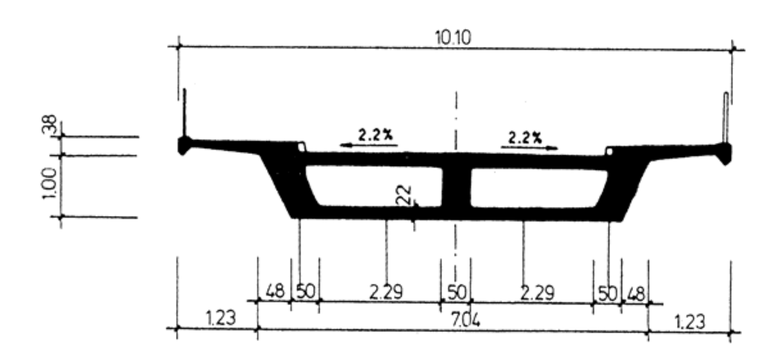
- Hunkeler, F.; Ungricht H. (1999): *Korrosionstechnische Untersuchungen an Elementträgern*, Schweizer Ingenieur und Architekt SI+A, Nr. 1/2/1999, pp. 8-12.
- TFB; Matt, P.; Edy Toscano AG (1999): *Vorfabrizierte Spannbetonträger - Spannbewehrung*, Bericht, Wildegg, Ittigen, Winterthur, Juni 1999, 49 pp.
- Reber, U., Zibung, R. (1999): *Teilersatz Überdeckung Töss unter Verkehr*, Schweizer Ingenieur und Architekt SI+A, Nr. 1/2/1999, pp. 2-7.

Überführung Schulstrasse ZH 108

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich	**Objekt-Nr.:**	N11 BW 2
Baujahr:	1960	**Abbruch:**	Januar/Februar 2002
Bauwerksart:	Dreifeldträger aus Spannbeton, zweizelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	42 Jahre
Verkehrsträger:	Strasse III. Klasse (Schulstrasse)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A51 Opfikon–Bülach und Glatt	**Brückenfläche:**	905 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Bei der Überführung Schulstrasse handelt es sich um eine dreifeldrige Hohlkastenbrücke mit zwei Zellen. Ihre Gesamtlänge beträgt 91.5 m. Insgesamt sind 22 Drahtspannglieder vom Typ 137 BBRV und zwei vom Typ 32 BBRV der Firma Stahlton einbetoniert. Acht Spannglieder vom Typ 137 befinden sich im Mittelsteg, die restlichen sind gleichmässig auf die beiden Randstege verteilt. Die Hüllrohre bestehen aus gewelltem Blech. An beiden Brückenenden wurden bewegliche Verankerungen verwendet. Das Längsgefälle beträgt 2.2% und in Querrichtung besteht ein Dachprofil mit ebenfalls 2.2% Neigung. Die Fahrbahn hat eine Breite von 5.5 m und auf den beiden Kragplatten je 2.0 m breite Gehwege. Die Fahrbahnplatte ist mit 5 mm Bitumendichtungsbahnen abgedichtet und mit einem Asphaltbelag von 9 cm Stärke versehen. Die Gehwege haben eine Asphaltdicke von 7 cm. Zur Entwässerung weist jedes Brückenfeld zwei symmetrisch zur Brückenachse liegende Einlaufschächte auf, welche mit einer Hauptleitung im Hohlkasteninnern verbunden sind. Die Fahrbahnübergänge bestehen aus Elastomere-Bitumen. Die beiden Doppelpfeiler sind biegefest mit dem Überbau verbunden und auf Streifenfundamenten mit Pfählen fundiert. An den beiden auf Pfählen fundierten Widerlagern befinden sich je zwei einseitig bewegliche Stahl-Rollenlager.

Abbruchvorgang

Nach dem Entfernen von Geländer und Asphalt begann der Abbruch des Mittelfelds mit dem Umklappen der Kragplatten auf die Fahrbahn. Nach deren Entsorgung wurde mit dem Abbruch der Fahrbahnplatte begonnen.

Die übrig gebliebenen drei Stege des Mittelfelds wurden dann je einzeln mit zwei Baggern, ausgerüstet mit Hydraulikgreifern, abgebrochen. Mit den beiden Randfeldern wurde gleich verfahren.

Zustandserfassung vor Abbruch

Fahrbahnübergänge: Ein 50 × 80 cm grosses Stück des Fahrbahnübergangs aus Elastomer-Bitumen wurde für den Forschungsauftrag AGB 1998/201 der EMPA entnommen und zur chemischen wie physikalischen Analyse nach Dübendorf transportiert.

Reprofilierte Stellen: Bei einer im Jahre 1996 vom Ingenieurbüro Ernst Winkler & Partner AG, Effretikon durchgeführten Zustandsuntersuchung waren die damals freigelegten Spitzstellen an der Kastenuntersicht mit Reprofiliermörtel und im Hohlkastenboden mit Gussmörtel verschlossen worden. Diese Stellen wurden wieder aufgespitzt und der Mörtel auf seinen Chloridgehalt untersucht. Beim Aufspitzen an der Kastenunterseite konnten Hohlräume zwischen Altbeton und Reprofiliermörtel beobachtet werden. An den drei gezogenen Bohrkernen der Reprofilierstelle an der Untersicht wurde der Chloridgehalt im Übergangsbereich Reprofiliermörtel–Altbeton ermittelt. Dabei konnte kein Chloridübergang vom Altbeton in den Reprofiliermörtel festgestellt werden. Der Chloridgehalt im Beton war allerdings an diesen Stellen der Plattenunterseite gering. Über den verwendeten Reprofiliermörtel liegen keine Angaben vor. Einzig ein hoher Quarzanteil konnte festgestellt werden. Die Karbonatisierungstiefe wurde mit 7-10 mm gemessen, dies nach einer Nutzungszeit von gut fünf Jahren. An der Plattenoberseite, im Hohlkasten, konnte hingegen ein Übergang von Chloriden vom Altbeton in den Gussmörtel (vermutlich Betec 040) nachgewiesen werden. Die Chloridbelastung war mit 0.7-0.9 M%-Cl^-/Zement bedeutend.

Spannglied Hoch- und Tiefpunkte: Die beiden freigelegten Tiefpunkte waren ebenfalls bereits 1996 im Rahmen einer Zustandsbeurteilung untersucht worden. Die damals bereits festgestellten Anrostungen der Hüllrohre haben sich zwischenzeitlich zu sichtbaren punktuellen Durchrostungen vergrössert. An einem Spannglied wurde ebenfalls die 1996 freigelegte, starke gipsähnliche Ausscheidung im Injektionsmörtel gefunden. Innerhalb dieses lokal beschränkten Bereichs waren die Spanndrähte oberflächlich korrodiert, im intakten Mörtel daneben hingegen korrosionsfrei. Die ungewöhnliche, weisse, gipsähnliche Ausscheidung kann durch hohen Injektionsdruck zustande kommen. Diese Beobachtungen konnten aber bisher nur bei Hochpunkten gemacht werden.

Die Hochpunkte waren mit Betonüberdeckungen von 13 cm gut geschützt und es zeigten sich keinerlei Korrosionserscheinungen.

Entwässerung: Die Einlaufschächte sind jeweils in Feldmitte am Rand der Fahrbahn angeordnet und werden im Hohlkasten über Sammelleitungen mit der Hauptleitung verbunden. Die Sammelleitungen wurden 1990 durch neue ersetzt, da die alten undicht waren. Die Stege und die Bodenplatten waren lokal durch diese Undichtigkeiten stark chloridhaltigem Abwasser ausgesetzt. Die im Jahre 1996 freigelegte schlaffe Bewehrung zeigte an diesen Stellen starke Lochfrasskorrosion mit grossem Materialabtrag bis 50% des Querschnitts. Durch die Anordnung der Einlaufschächte in Feldmitte waren auch die Spannglieder der beiden äusseren Stege einer erhöhten Chloridbelastung ausgesetzt. An einem freigelegten Spannglied zeigten sich denn auch erste Korrosionserscheinungen.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Da die Brücken ZH 108, 109 und 110 alle während der Vollsperrung der Autobahn an einem Wochenende abgebrochen wurden, waren die Untersuchungsmöglichkeiten während des Abbruchs sehr beschränkt. Einzig die Ankerköpfe, welche separat deponiert worden waren, konnten nach dem Abbruch beurteilt werden. Dabei konnten leichte Anrostungen an den Ankerköpfen, Ankerplatten und Ankertrompeten festgestellt werden. Die Ursache dafür liegt in den undichten Fahrbahnübergängen, wo chloridhaltiges Oberflächenwasser in den Bauteilfugen bis zu den Ankerköpfen vordrang. An den Spanndrähten innerhalb der Verankerungen konnte keine Spannstahlkorrosion entdeckt werden. Die geöffnet angetroffenen Ankertrompeten liessen auf eine vollständige Verfüllung mit Injektionsmörtel schliessen.

Gewonnene Erkenntnisse

Die Undichtigkeit der Einlaufschächte und der damit verbundene Chlorideintrag in den Beton unmittelbar bei den Tiefpunkten der Vorspannung führten zu lokalen Korrosionsprozessen, an welchen die schlaffe Bewehrung durch Lochfrasskorrosion im Querschnitt um bis zu 50% reduziert wurde. Die an einem Tiefpunkt freigelegten Spannglieder zeigten partielle An- und Durchrostungen am Blechhüllrohr. Durch die vollständige Verfüllung mit Injektionsmörtel zeigten die Spanndrähte noch keine Korrosion.

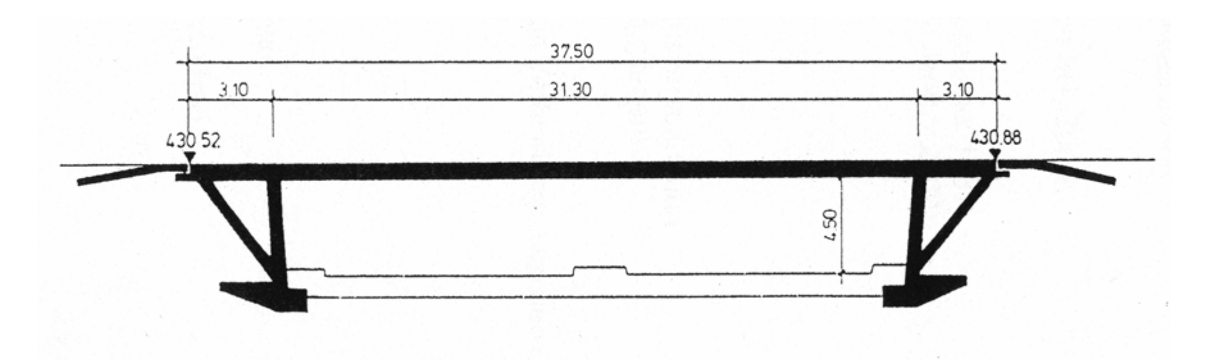
Durch die Anordnung der Entwässerungsleitungen bei den Tiefpunkten und die unzureichenden Kontrollmöglichkeit innerhalb des gedrungenen Hohlkastens sind die Spannglieder einem erhöhten Korrosionsrisiko ausgesetzt.

Vorhandene Unterlagen

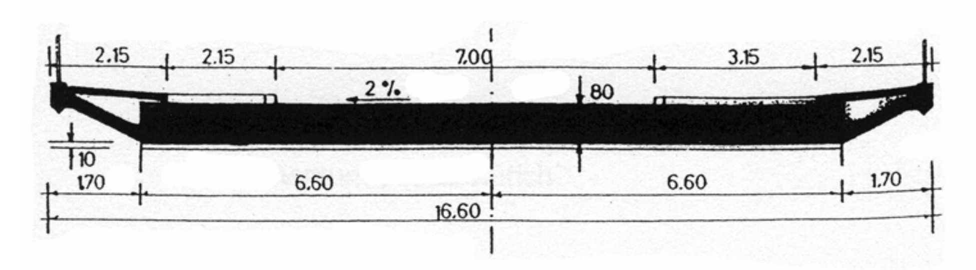
- Ernst Winkler + Partner AG (1996): *Untersuchungen BW 2, Überf. Schulstrasse*; Auftrag-Plan Nr. 1296.2211.05, Effretikon, 37 pp.
- TFB (2004): *Überführung Schulstrasse, Überführung Wallisellerstrasse, Überführung Glatthofstrasse*; Zustandsuntersuchung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, 42 pp. mit Anhang.

Überführung Wallisellerstrasse ZH 109

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich	**Objekt-Nr.:**	N11 BW 3
Baujahr:	1961/62	**Abbruch:**	Februar 2002
Bauwerksart:	Rahmentragwerk (mit Zugstreben) aus Spannbeton, Vollquerschnitt	**Brückenalter:**	40/41 Jahre
Verkehrsträger:	Strasse 1. Klasse	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A51 Opfikon–Bülach	**Brückenfläche:**	623 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Bei der Überführung Wallisellenstrasse handelt es sich um eine vorgespannte Rahmenbrücke mit nach hinten geneigten, erdüberdeckten Zuggliedern. Die Brückenplatte ist im Grundriss schief gelagert (Winkel Brückenachse–Widerlagerachse ca. 50°). Das verwendete BBRV Spannsystem umfasst insgesamt 50 Spannglieder vom Typ 137 mit jeweils 44 Drähten mit ∅ 6 mm. Für die über die Widerlagerbreite angeordneten drei Zugstreben wurde derselbe Typ verwendet. Sämtliche Hüllrohre bestehen aus gewelltem Blech ∅ 62 mm. Die beweglichen und festen Anker wurden für die Längsvorspannung wechselseitig angeordnet. Das Längsgefälle beträgt 0.92% und das Quergefälle der Fahrbahn 2%. Die Brückenabdichtung wird durch eine vollflächig verklebte 5 mm starke Polymerbitumen-Dichtungsbahn gebildet. Darauf wurde im Bereich der Fahrbahn ein Belag von 70 mm Dicke aufgebracht. Die Gehwegbereiche wurden mit 2 mm Flüssigkunststoff abgedichtet und mit 20-30 mm Gussasphalt versehen. Die Entwässerung erfolgt über das Quer- und Längsgefälle sowie je einen Einlaufschacht mit Sammelleitung in der Fahrbahn und im Gehweg. Die Fahrbahnübergänge sind mit Dehnprofilen vom Typ TENSA-Grip 50 der Firma Proceq ausgestattet. Die Widerlagerwand ist 53 cm dick und auf einem Streifenfundament gelagert. Die schief im Erdreich angeordneten Zugglieder sind mit jeweils zwei oder vier Spanngliedern vorgespannt, wobei die festen Anker in der Widerlagerwand und die beweglichen Anker in der Auskragung der Fahrbahnplatte angeordnet sind.

Abbruchvorgang

Der Abbruch erfolgte mit Raupenbaggern, welche mit Abbruchhämmern oder Abbruchscheren ausgestattet waren. Dabei wurde von beiden Gehwegauskragungen Richtung Brückenlängsachse vorgegangen. Dadurch, dass die provisorische Ersatzbrücke in derselben Achse oberhalb der abzubrechenden Brücke angeordnet war, ergaben sich grössere Schwierigkeiten beim Abbruch, was zu einem doppelt so grossen Zeitaufwand wie prognostiziert führte.

Zustandserfassung vor Abbruch

Die im Jahre 1996 vom Ingenieurbüro Ernst Winkler & Partner AG, Effretikon durchgeführte Zustandsuntersuchung zeigte insbesondere im Spritzwasserbereich der Widerlagerwand Seite Wallisellen Lochfrasskorrosion ab einer Chloridkonzentration über 0.05 M%-Cl^-/Beton. Das Widerlager Seite Glattbrugg wies im Spritzwasserbereich ebenfalls Chloridkonzentrationen über 0.05 M%-Cl^-/Beton auf. Allerdings konnte keine Lochfrasskorrosion festgestellt werden. Es ist jedoch davon auszugehen, dass knapp unter Terrain Lochfrasskorrosion stattfand. Die Potenzialmessungen mit anschliessender Prüfung durch Kernbohrungen an der Brückenuntersicht zeigten keine Korrosionsschäden. Die Chloridkonzentration im Bereich 0-10 mm war bis auf eine Ausnahme deutlich unter 0.05 M%-Cl^-/Beton. Der Chlorideintrag durch Sprühnebel war demnach sehr gering. Der Karbonatisierungsfortschritt lag im Mittel bei der halben Bewehrungsüberdeckung.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Die nach dem Brückenabbruch auf der Deponie begutachteten Hüllrohre und Spanndrähte zeigten keine Korrosionsstellen. Dies ist wohl auch auf die sehr grosszügig dimensionierte Betonüberdeckung von 17 cm bei den Tiefpunkten und ca. 6 cm bei den Hochpunkten zurückzuführen. Auch die Anker zeigten sich in einem guten Zustand und an den einzelnen geöffneten Ankertrompeten zeigten sich keine Korrosionsschäden an den Spanndrähten.

An einem nach dem Brückenabbruch freigelegten Zugglied wurden drei Kernbohrungen vorgenommen um festzustellen, ob die Spannglieder vollständig mit Injektionsgut verfüllt waren. Dabei zeigte sich, dass die beiden angebohrten Hüllrohre korrosionsfrei und vollständig mit Injektionsmörtel verfüllt waren.

Gewonnene Erkenntnisse

Durch die grosse Betonüberdeckung von 17 cm im Bereich der Tiefpunkte und 6 cm bei den Hochpunkten sowie die vollständige Verfüllung mit Injektionsgut waren die Spannglieder in der Brückenplatte gut gegen äussere Einwirkungen geschützt.

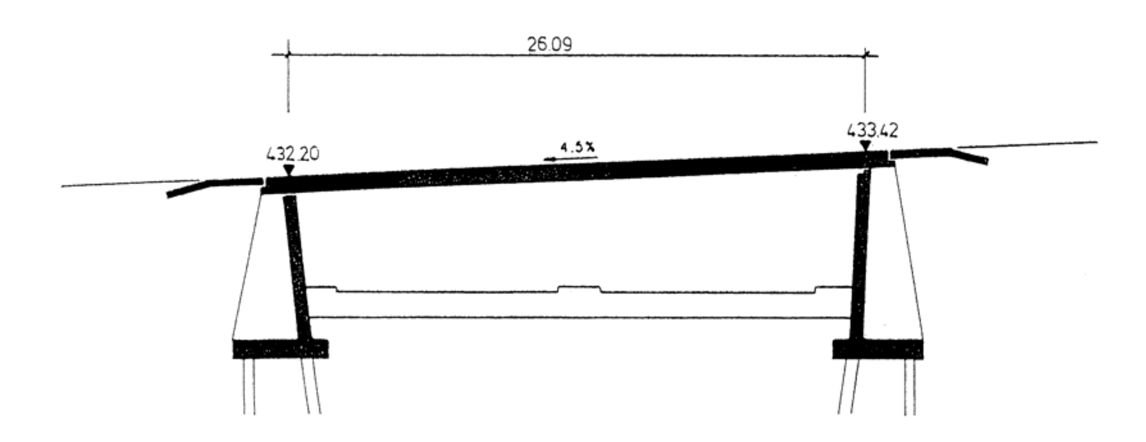
Bei den Widerlagerwänden zeigten sich insbesondere im Spritzwasserbereich grössere Stellen mit Lochfrasskorrosion. Obschon für damalige Verhältnisse genügend, war die mittlere minimale Betonüberdeckung mit 28 mm zu gering um die schlaffe Bewehrung ausreichend zu schützen.

Vorhandene Unterlagen

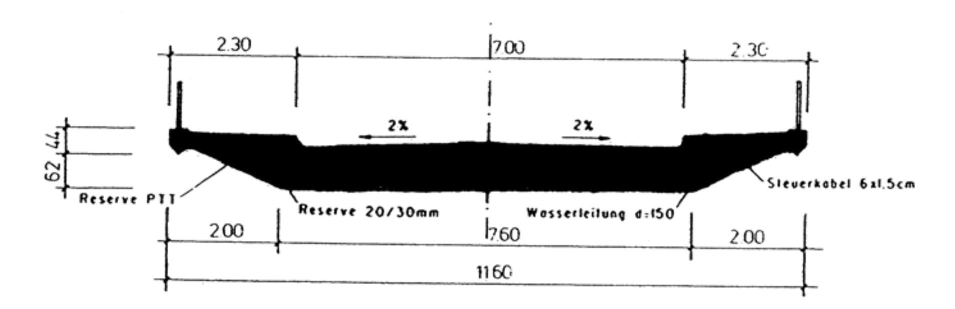
- Ernst Winkler + Partner AG (1996): *Untersuchungen BW 3, Überf. Wallisellerstrasse*; Auftrag-Plan Nr. 1296.2212.05, Effretikon, 35 pp.
- TFB (2004): *Überführung Schulstrasse, Überführung Wallisellerstrasse, Überführung Glatthofstrasse*; Zustandsuntersuchung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, 42 pp. mit Anhang.

Überführung Glatthofstrasse ZH 110

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich	**Objekt-Nr.:**	N11 BW 4
Baujahr:	1961	**Abbruch:**	Februar 2002
Bauwerksart:	Einfeldträger aus Spannbeton, Vollquerschnitt	**Brückenalter:**	41 Jahre
Verkehrsträger:	Strasse III. Klasse (Glatthofstrasse)	**Abbruchgrund:**	Ersatz durch Eindeckung
Hindernis:	Nationalstrasse A51 Opfikon–Bülach	**Brückenfläche:**	291 m^2



Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Bei der Überführung Glatthofstrasse handelt es sich um eine schief gelagerte Brückenplatte mit einer Plattenstärke zwischen 73 und 83 cm. Die Vorspannung wird mit 37 Spanngliedern vom Typ 137 des Spannsystems BBRV aufgebracht. Die festen und beweglichen Anker sind dabei wechselseitig angeordnet. Entwässert wird die Brücke über zwei Einlaufschächte am Fahrbahnrand in Feldmitte. Abgedichtet wird die Brückenoberfläche durch eine 5 mm starke Schicht aus Polymerbitumen, welche vollflächig verklebt wurde. Die Belagsstärke der Fahrbahn beträgt 9 cm, diejenige der Gehwege 7 cm. Als Fahrbahnübergänge wurden Elastomere-Bitumen vom Typ Thormajoint verwendet. Die Lagerung der Brückenplatte erfolgt über Gelenk- und Kipplager auf je einer Widerlagerwand, welche wiederum über eine Fundationsplatte mit Pfählen vom Durchmesser 55 cm gestützt wird.

Abbruchvorgang

Der Abbruch erfolgte gleich wie bei der Überführung Wallisellerstrasse (ZH 109), indem die Brückenplatte von beiden Seiten mit Raupenbaggern, ausgerüstet mit Betonschere und Abbauhammer, abgebrochen wurde.

Zustandserfassung vor Abbruch

Fahrbahnübergänge: Ein 50 × 80 cm grosses Stück des Fahrbahnübergangs aus Elastomere-Bitumen wurde für den Forschungsauftrag AGB 1998/201 der EMPA entnommen und zur chemischen wie physikalischen Analyse nach Dübendorf transportiert.

Widerlagerwände: Bei einer im Jahre 1996 vom Ingenieurbüro Ernst Winkler & Partner AG, Effretikon durchgeführten Zustandsuntersuchung wurden die Widerlagerwände mit Potenzialmessungen und Bohrkernentnahmen geprüft. Dabei zeigte sich, dass die Betonqualität der beiden Widerlagerwände unterschiedlich war. Auf Seite Opfikon war der Beton sehr porös, wodurch die Karbonatisierungstiefe bis hinter die Bewehrung vorgedrungen war. Durch die erhöhte Porosität waren teilweise Chloridgehalte von 0.05 M%-Cl^-/Beton noch in Tiefen von 80 mm feststellbar. Der Mittelwert der minimalen Bewehrungsdeckung betrug 29.4 mm. Auf Seite Glattbrugg war der Beton dichter und die Karbonatisierungstiefe hatte die Bewehrung nicht erreicht. Die Chloridkonzentration erreichte im Spritzwasserbereich auf Höhe der Bewehrung ebenfalls Werte um 0.05 M%-Cl^-/Beton mit der Folge von Lochfrasskorrosion. Dies bei einer mittleren minimalen Bewehrungsüberdeckung von 25.2 mm.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Spannglieder: An den ausgebauten und auf der Deponie gelagerten Spanngliedern und Hüllrohren konnten keine Korrosionsschäden beobachtet werden. Die Betonüberdeckung der Spannglieder betrug im Tiefpunkt 70 mm. Bei den ebenfalls auf der Deponie begutachteten Ankern zeigten sich bis auf lokale, geringe Anrostungen keine Schäden. Die Verfüllung der Trompeten mit Injektionsmörtel war ebenfalls vollständig.

Gewonnene Erkenntnisse

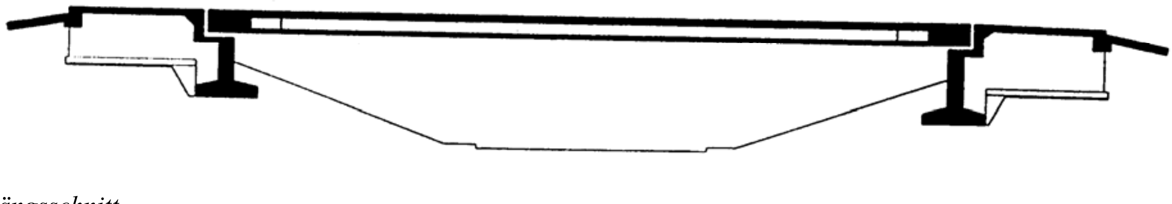
Der poröse Beton der Widerlagerwand Opfikon führte zusammen mit der geringen Bewehrungsüberdeckung im Bereich des Spritzwassers zu Lochfrasskorrosion. Selbst die Karbonatisierungsfront gelangte durch die poröse Struktur des Betons hinter die Bewehrung. Der Beton der Widerlagerwand Seite Glattbrugg war zwar dichter, aber dennoch genügte die geringe Betonüberdeckung nicht, um die Bewehrung ausreichend vor Chlorideintrag zu schützen.

Vorhandene Unterlagen

- Ernst Winkler + Partner AG (1996): *Untersuchungen BW 4, Überf. Glatthofstrasse*; Auftrag-Plan Nr. 1296.2213.05, Effretikon, 25 pp.
- TFB (2004): *Überführung Schulstrasse, Überführung Wallisellerstrasse, Überführung Glatthofstrasse*; Zustandsuntersuchung der Spannglieder beim Brückenabbruch, Wildegg, 42 pp. mit Anhang.

Überführung Butzenbüelstrasse ZH 111

Bauherr:	Tiefbauamt des Kantons Zürich	**Objekt-Nr.:**	N11 BW 9
Baujahr:	1966/67	**Abbruch:**	November 2002
Bauwerksart:	Einfeldträger aus Spannbeton, fünfzelliger Hohlquerschnitt	**Brückenalter:**	35/36 Jahre
Verkehrsträger:	Staatsstrasse (Butzenbüelstrasse)	**Abbruchgrund:**	Neue Linienführung
Hindernis:	Zubringer Flughafen–A51	**Brückenfläche:**	398 m^2





Längsschnitt



Feldquerschnitt

Bauwerk

Die Überführung Butzenbüelstrasse überquert die Einfahrt zur Nationalstrasse A5 beim Flughafen Kloten als schief gelagerter Einfeldträger. Die Brücke ist mit einer Spannweite von 36 m und einer Querschnittshöhe von 1 m sehr schlank ausgebildet. Die Breite beträgt total 11.05 m wovon 6.6 m auf die beiden Fahrspuren und 2.0 m auf den einseitig angeordneten Gehweg entfallen. Der Rest wird durch die Konsolen und Geländer beansprucht. Im Querschnitt ist die Brücke als Plattenbrücke mit fünfzelligem Querschnitt ausgebildet. Die Stege zwischen den Hohlzellen sind 55.0 cm dick und mit jeweils vier Spanngliedern System BBRV CSq 237 vorgespannt. Dies entspricht einer sehr grossen initialen, zentrischen Druckspannung von über 8 N/mm^2 bezogen auf den Gesamtquerschnitt. Die Fahrbahnplatte wird mit Ölpapier und 15 mm Gussasphalt-Isolation abgedichtet. Darüber wurden zwei Schichten Asphaltbeton AB 10 (30 und 25 mm) eingebracht. Im Gehbereich bestand der Belagsaufbau aus Ölpapier und 20 mm Gussasphalt. Das Quergefälle ist einseitig ausgebildet und ändert von 3.2% am Anfang der Brücke bis 0.9% am Ende der Brücke. Die Längsleitung der Entwässerung liegt in der äusseren, einzig zugänglichen Zelle. Alle andern Zellen sind nicht begehbar und werden lediglich belüftet. Die Fahrbahnübergänge bestehen aus einem Dehnprofil mit 40 mm Dehnweg. Auf der Seite Kloten ist die Brücke durch ein Betongelenk mit der Widerlagerkonstruktion verbunden und auf der Seite Zürich auf drei Teflongleitlagern gelagert, wovon die beiden äusseren allseitig verschieblich und das innere längs geführt ausgebildet sind. Die Widerlager bestehen aus einer Auflagerwand mit je drei daran anschliessenden und in den Baugrund führenden Längswänden. Die Spannweiten zwischen den Längswänden werden durch eine Fahrbahnplatte überbrückt. Sowohl die Auflager- als auch die Längswände sind mit Streifenfundamenten flach fundiert.

Abbruchvorgang

Bevor mit dem eigentlichen Abbruch der Tragkonstruktion begonnen werden konnte, mussten in einer ersten Phase die Leitplanken und das Geländer demontiert werden. Im Anschluss daran wurde der Belag samt Abdichtung entfernt. Um den Verkehrsfluss der Nationalstrasseneinfahrt möglichst wenig zu behindern, wurde die Brücke in zwei aufeinander folgenden Nächten zwischen 22:00 Uhr und 5:00 Uhr abgebrochen. In der ersten Nacht erfolgte der Abbau einer Konsolplatte sowie zweier vorgespannter Brückenstege. In der darauf folgenden Nacht wurde der restliche Brückenkörper zerlegt. Die Brückenkonstruktion wurde jeweils mit Betonbeissern in kleine Brocken zerlegt und vor der Inbetriebnahme der Strasse seitlich deponiert. Die Teile wurden während des Tages mittels Lastwagen zur Entsorgungsstelle transportiert.

Zustandserfassung vor Abbruch

Bei einer Zustandserfassung aus dem Jahre 1999 wurde Folgendes festgehalten:

Anhand von Potenzialmessungen wurden diverse Bereiche mit stark negativen Potenzialen eruiert, insbesondere am tiefer liegenden westlichen Rand der Fahrspur Richtung Zürich, im Bereich der Belagsentwässerungsröhrchen der westlichen Auskragung sowie an der westlichen Untersicht der Fahrbahnplatte, wo infolge des undichten Fahrbahnübergangs chloridhaltiges Wasser angezogen wurde. Unterhalb eines ehemals undichten Anschlusses der Entwässerungsleitung in der westlichen Hohlzelle wurden ebenfalls stark negative Potenziale gemessen. Der defekte Anschluss wurde 1990 instand gesetzt.

Die Schäden an der tragenden Struktur des Bauwerks wurden hauptsächlich durch die defekten Fahrbahnübergänge und die konstruktiven Mängel des Entwässerungssystems verursacht.

Untersuchungen bei und nach Abbruch, Schäden

Beton: Die während des Abbruchs an Betonbruchstücken bestimmte Karbonatisierungstiefe zeigte durchwegs einen genügenden Schutz der Bewehrung auf. Aus den Resultaten der Chloridmessungen war der Unterschied zwischen wenig mit Chlorid belasteten Oberflächen und stark belasteten Oberflächen eindeutig erkennbar. So wurden im Bereich der undichten Fahrbahnübergänge Chloridgehalte bis 2.13% Chlorid bezogen auf das Zementgewicht gemessen, an anderen Stellen wurden an der Oberfläche Werte von 0.14-0.05% Chlorid bezogen auf das Zementgewicht ermittelt.

Schlaffe Bewehrung: Die mit einem Ferroscan gemessene Bewehrungsüberdeckung lag meistens jenseits von 30 mm und wurde nur vereinzelt unterschritten. Bei der visuellen Kontrolle der Stäbe fiel generell der gute Zustand der Bewehrung auf. Es wurden nirgends korrodierende oder nicht profilierte Stäbe beobachtet. Ebenfalls wurden bei den Kontrollen der Stäbe keine Stellen mit Lochfrass oder anderen lokalen Korrosionserscheinungen entdeckt.

Spannsystem: Zum Teil waren leichte Korrosionsspuren auf der Aussenfläche der Hüllrohre zu erkennen. Diese wiesen jedoch nicht auf mögliche Schwachstellen an den Drähten hin. Die Injektionen der Hüllrohre füllten den gesamten Querschnitt aus. An den Drähten konnten weder Bereiche mit Korrosion noch mit Lochfrass festgestellt werden. Ebenfalls in einem guten Zustand waren die Verankerungen, bei welchen weder Korrosionsspuren noch andere Schäden zu erkennen waren.

Fahrbahnübergänge: Beide Fahrbahnübergänge waren in einem vergleichbar schlechten Zustand. Das Dehnprofil in der Fugenmitte war lokal undicht und die einbetonierten Stahlprofile so stark korrodiert, dass sie sich lokal von der Konstruktion lösten. Durch die undichten Übergänge konnte chloridhaltiges Wasser an die unzugänglichen Endquerträger gelangen (vgl. oben).

Lager: Die Teflongleitlager waren in einem guten Zustand, da sie erst 1988 ersetzt worden waren.

Gewonnene Erkenntnisse

Auffallend waren die korrodierten und undichten Fahrbahnübergänge. Diese hatten einen Chlorideintrag an den Endquerträgern der Brücke sowie an den Widerlagerwänden zur Folge. Mit Werten von 0.51-2.13% Chlorid bezogen auf das Zementgewicht in einer Tiefe von 20-30 mm waren im Bereich der Bewehrung erhöhte Chloridwerte vorhanden. Die Messungen respektive die Probenentnahmen an dieser Stelle waren jedoch nur als Folge des Abbruchs möglich. Hätte die Brücke weiterhin genutzt werden sollen, wäre der Endquerträger nicht zugänglich gewesen und es hätten keine Angaben über den Chloridgehalt gemacht werden können.

Vorhandene Unterlagen

- Dr. Lüchinger + Meyer Bauingenieure AG (1999): *Überführung Butzenbüelstrasse N 11 BW 9 / Objekt Nr. 0062-05*; Zwischenbericht, Zürich, 8 pp. mit Anhang.

- Ingenieurgemeinschaft Preisig / SNZ / DSP (2003): Zustandserfassung Überführung Butzenbüelstrasse N11 BW 9 / Objekt Nr. 0062-05 beim Abbruch; Zürich, 16 pp. mit Anhang.